盈建科软件
YJK Building Software

2026 盈建科结构设计典型问题解析

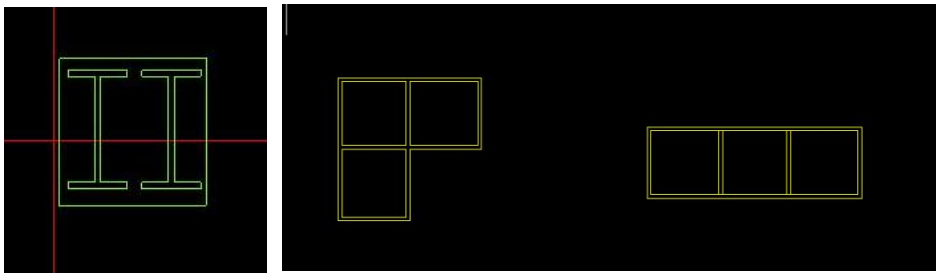
北京盈建科软件股份有限公司
2026 年 10 月

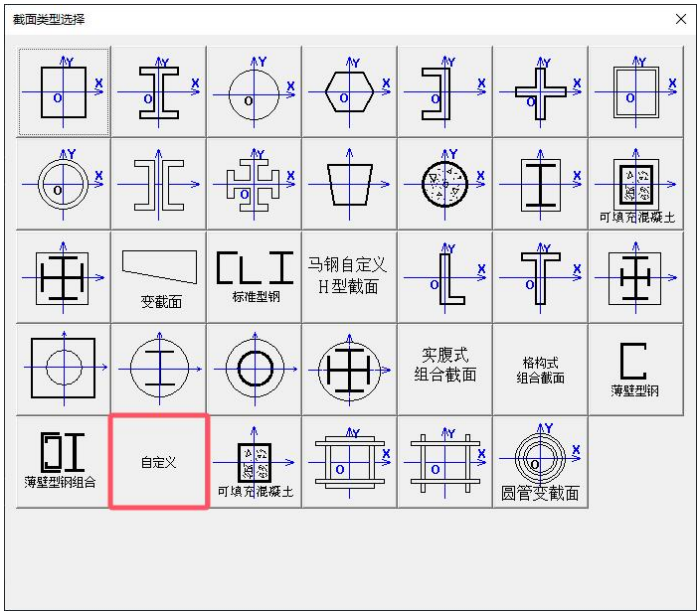
目 录

第 1 节 盈建科软件自定义截面全攻略 - 1 -
第 2 节 空间结构支座应用指南 - 7 -
第 3 节 自动计算最不利地震方向有缺陷？一文讲清计算逻辑与参数误区 - 15 -
第 4 节 化繁为简：一文教您梁竖向地震调整的核心要点 - 21 -
第 5 节 性能设计与性能包络设计结果不一致？ - 30 -
第 6 节 影响边缘构件类型判断的参数 - 35 -
第 7 节 盈建科楼板计算方法解析 - 44 -
第 8 节 板施工图中的几个“程序内定” - 52 -
第 9 节 YJK 梁施工图--手绘模板图+梁自动选筋 - 62 -
第 10 节 轴压比≤0.3 却被判约束边缘构件？ - 69 -
第 11 节 一个模型能否解决抗压抗浮设计？ - 74 -
第 12 节 整体抗浮稳定中 G 如何计算？ - 81 -
第 13 节 解读筏板抗冲切箍筋 - 92 -
第 14 节 独基尺寸增加基底压力显著增加？——单向受弯独基基底压力的核算 - 96 -
第 15 节 独基、承台冲防水板的冲切力计算 - 105 -
第 16 节 也谈钢梁下翼缘稳定验算 - 116 -
第 17 节 YJK 软件钢构件宽厚比改进梳理 - 123 -
第 18 节 原料车间三维门刚设计案例 [工程案例] - 140 -
第 19 节 真实案例 | 摩擦摆隔震设计必看！YJK 与 ETABS 计算差异全解析 - 151 -
第 20 节 盈建科软件做减震结构设计流程全解析 - 163 -
第 21 节 YJK 减震结构建模与参数定义方法 - 167 -
第 22 节 楼板舒适度分析模块质量统计规则 - 172 -
第 23 节 结构越刚，楼板加速度越大？解析有节奏运动舒适度计算案例 - 179 -
第 24 节 盈建科软件录入 DWG 图纸梁实配钢筋四种方式 - 188 -
第 25 节 盈建科钢制立式储罐基础中的荷载核算 - 203 -
第 26 节 大直径预应力混凝土储煤筒仓设计研究 - 212 -
第 27 节 基于 Y-gama 的河南某变电站项目结构选型与截面优化实践 - 224 -
第 28 节 超 5 万亿元地下管网改造浪潮来袭！盈建科两款专业软件赋能热力隧道、检查室全流程设计 - 234 -

第 1 节 盈建科软件自定义截面全攻略

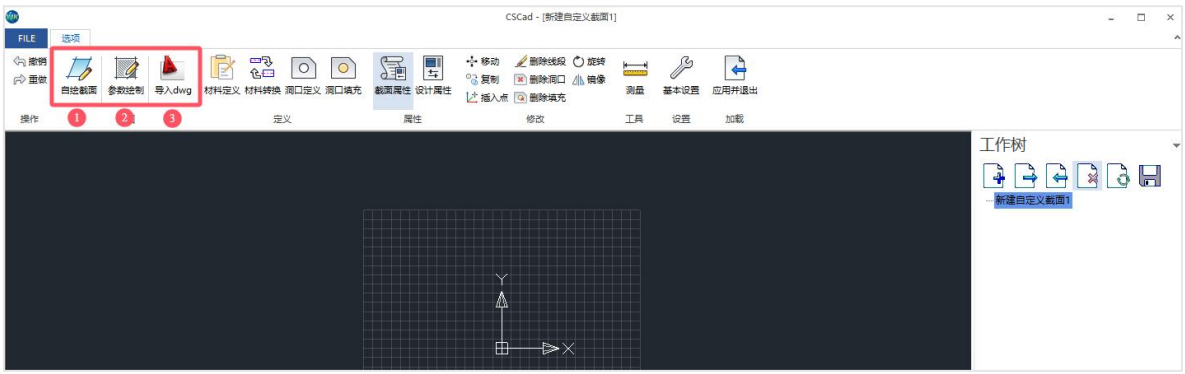
当遇到复杂截面，YJK 软件内置的参数化截面无法涵盖的时候，往往需要用到自定义截面。





但用户在使用自定义截面定义的时候经常会遇到洞口定义不上、保存提示截面重叠等问题，今天就结合用户的实际案例，系统地给大家介绍一下盈建科软件是如何进行自定义截面定义的。

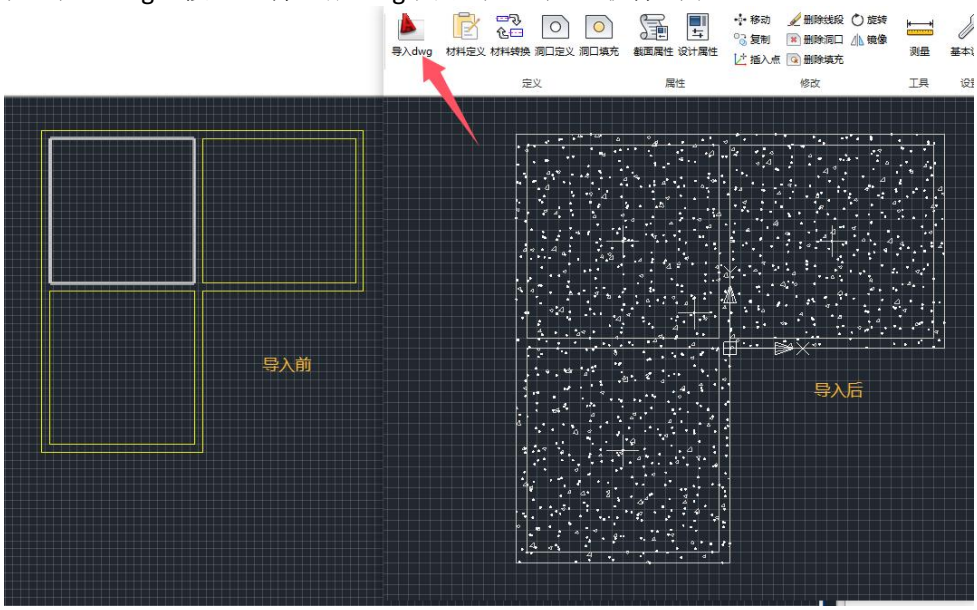
下图为自定义截面的菜单界面，程序提供了三种设置自定义截面的方式：“自绘截面”、“参数绘制”、“导入 dwg”。“自绘截面”顾名思义，就是用户用鼠标自由绘制，使用该方式的用户较少。本文主要针对“参数绘制”、“导入 dwg”两种方式进行详细讲解。



1、导入 dwg

由于自定义截面通常较为复杂，用户大多采用 CAD 进行绘制，然后用“导入 dwg”功能将截面导入到 YJK 中，因此我们先来讲解用户使用频率最高的“导入 dwg”。

首先点击【导入 dwg】按钮，将一张 dwg 图纸导入到 YJK 软件当中。

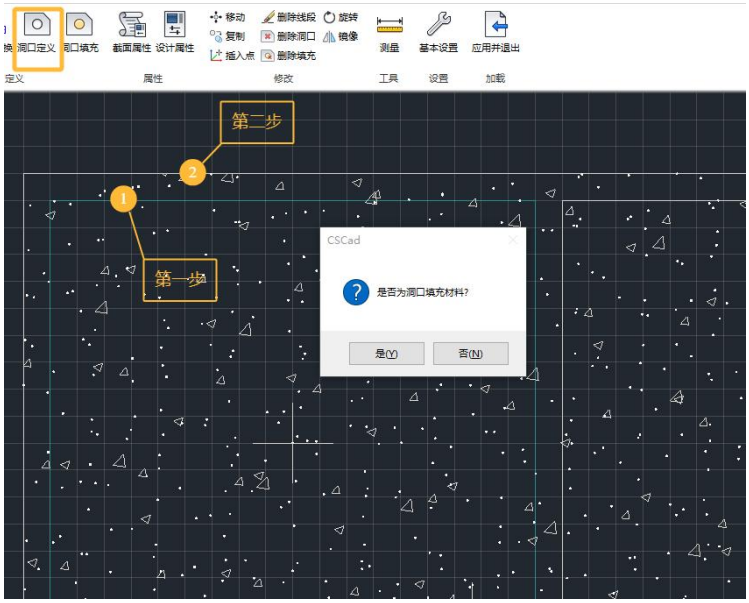


通过上图可以看出，该截面为钢结构截面，中间有三个洞口，因此先点击【洞口定义】按钮。

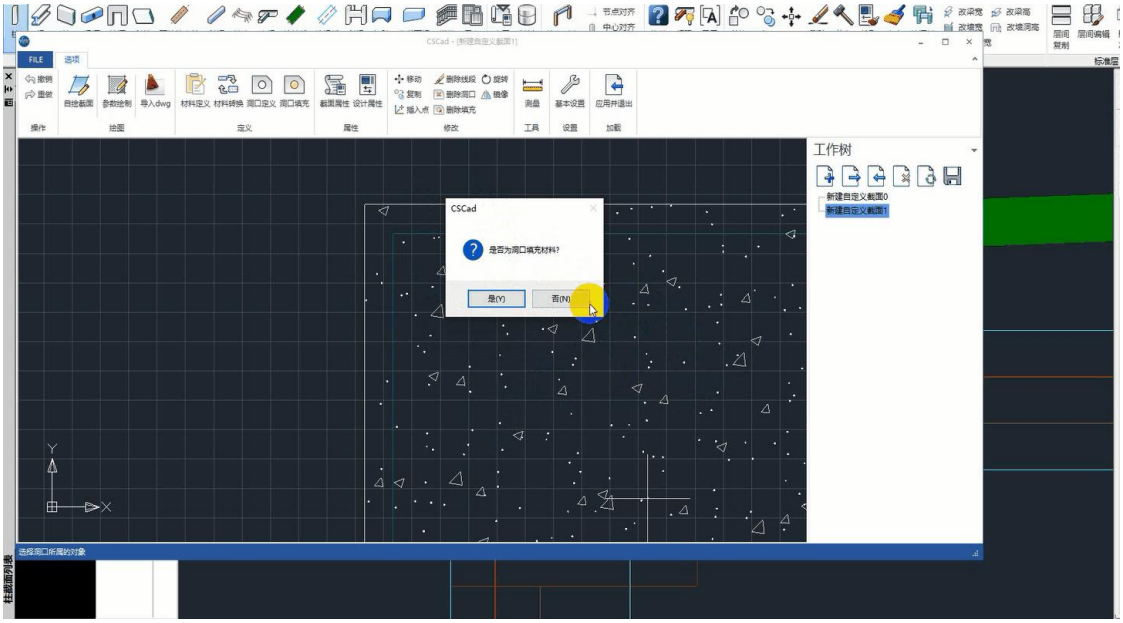


第一步，单击洞口四条边任意一条线；

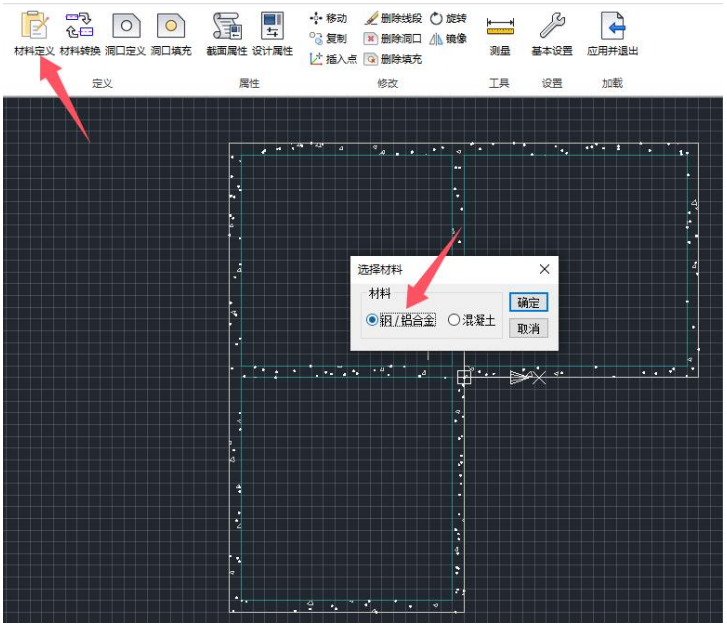
第二步，单击洞口所属截面外轮廓的任意一条线；此时会弹出对话框，由于该截面中间为开洞，因此点【否】。



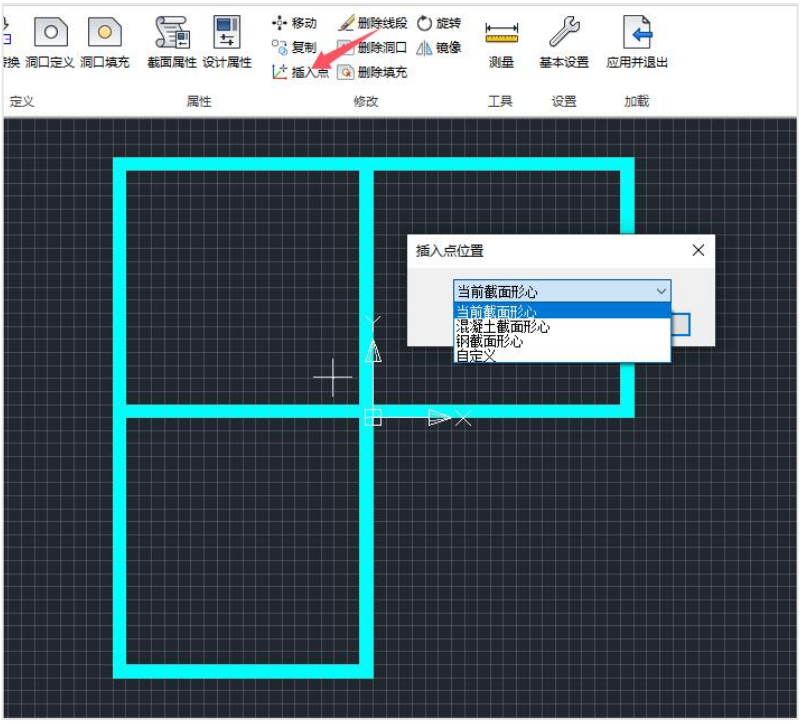
这样一个洞口就定义好了，我们重复三次上述操作，就将三个洞口都定义好了。



此时截面还是默认的混凝土材料，点击【材料定义】，选择需要更改材料的截面边线，在弹出的对话框中选择【钢/铝合金】然后点击【确定】，材料就更改为钢了。



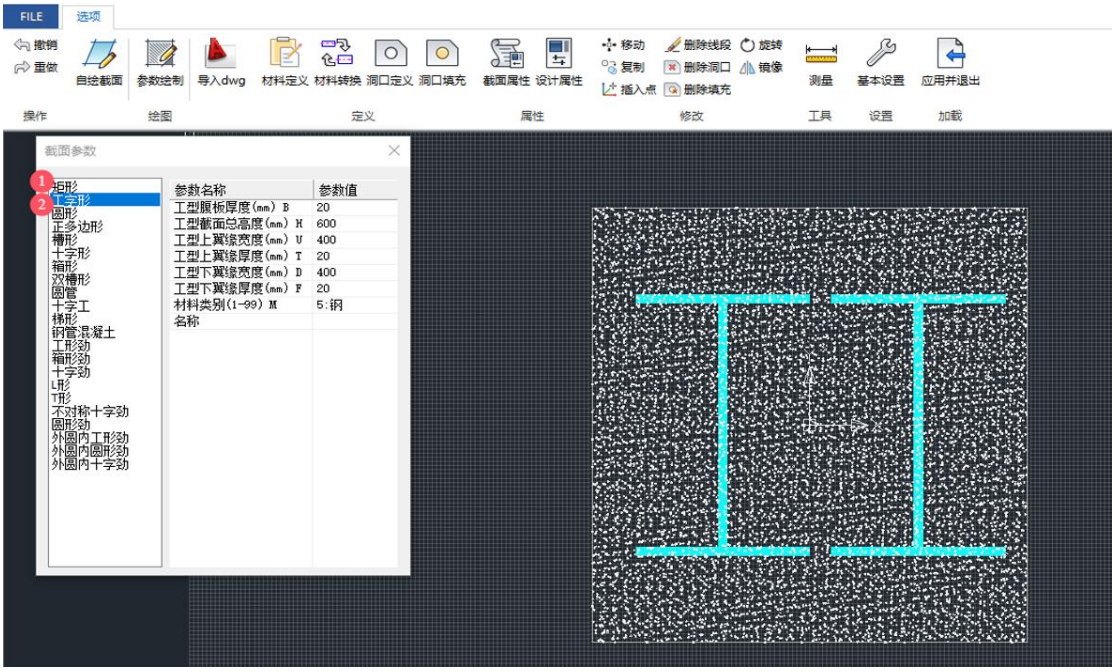
最后一步是设置插入点，程序提供了四种方式供用户选择。



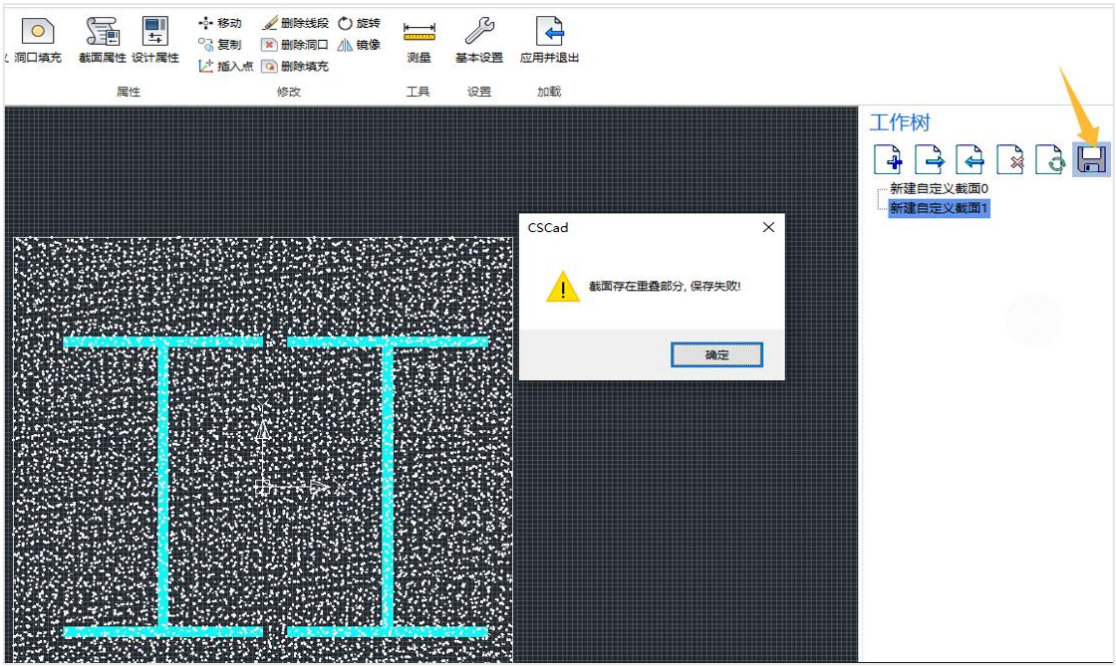
完成上述所有操作之后，通过 dwg 导入方式的自定义截面就定义好了。

2、参数绘制

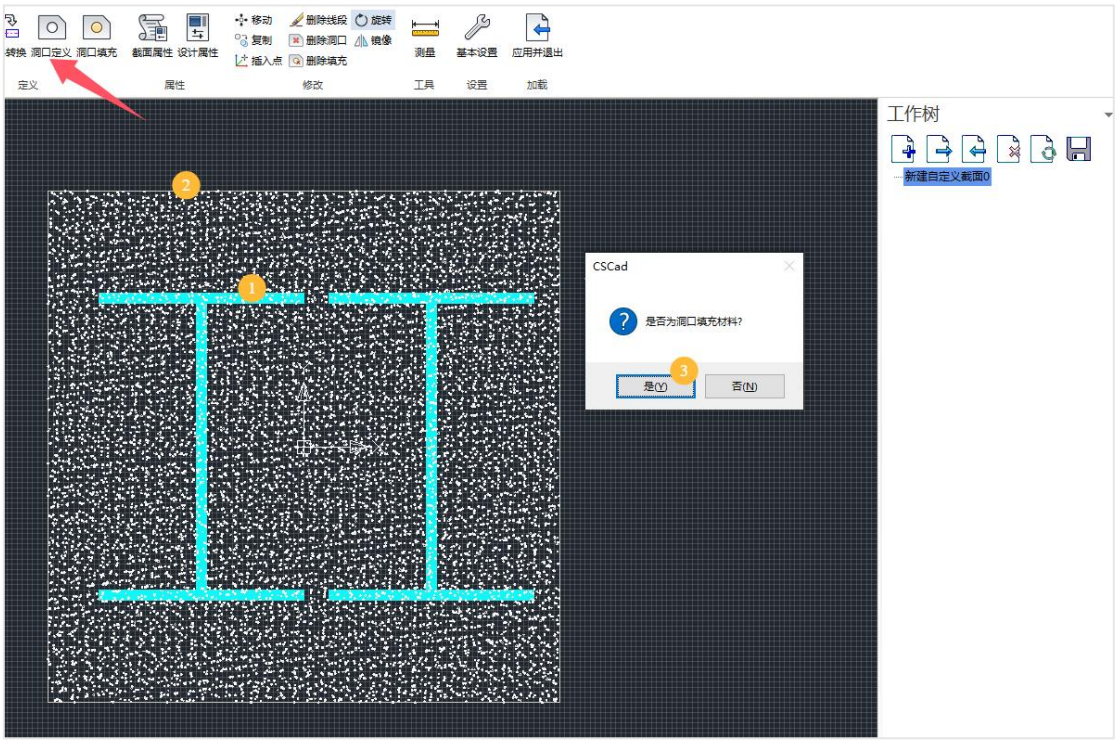
参数绘制相对比较简单，如下图所示，先后在画布内复制好矩形的混凝土以及工字型钢。



但是点击保存的时候，会出现错误提示：“截面存在重叠部分，保存失败！”



往往用户会卡在这一步，这是由于绘制两种截面之后，没有对重叠部分进行扣除。我们按照之前讲到的洞口定义，就能解决这个问题。单击【洞口定义】，依次选择好洞口与截面外轮廓，在弹出的对话框中选择【是】。

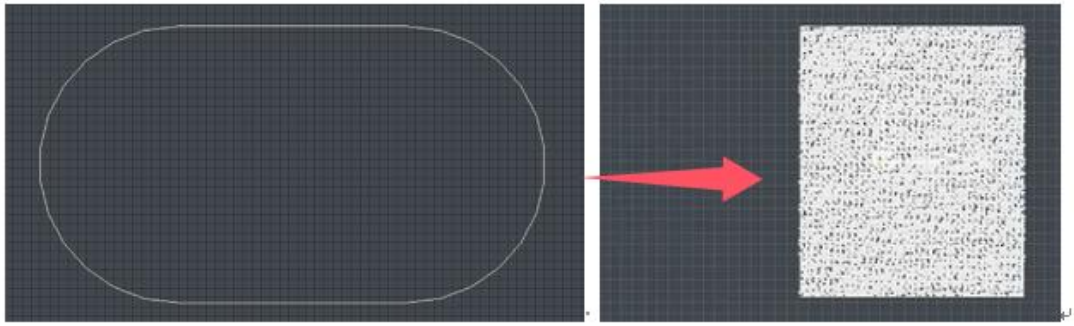


然后重复上述过程，将右侧工字钢也进行洞口定义，重叠部分就扣减完成了，再保存就不会有错误提示了。

3、其他常见问题

常见问题 1

为何圆弧截面导入 YJK 中变成矩形截面了？

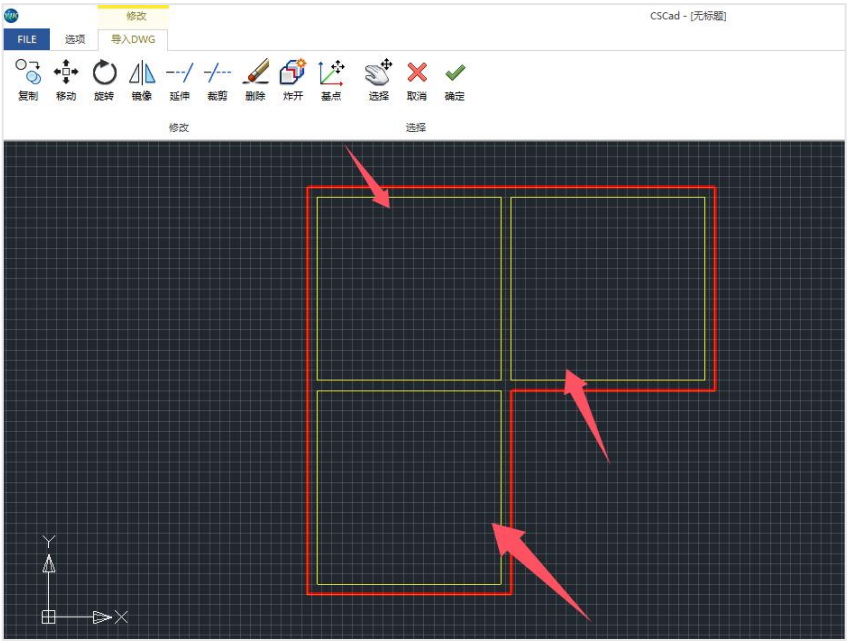


这是由于自定义截面的导入目前不支持圆形、弧形、椭圆形，确有工程需要时，可通过多段 PL 线近似模拟。如果是圆形截面可以通过参数绘制实现。



常见问题 2

导入 dwg 的时候，为何有部分线选择不上？程序仅识别外轮廓。



定义自定义截面导入 dwg 时，目前仅支持识别 PL 线，L 线会出现识别失败的情况。后续版本我们将支持 L 线的识别。现阶段可以将 L 线改为 PL 线就可以识别了。

以上就是关于盈建科软件如何定义自定义截面的全部内容了。本文通过两个案例分别演示了自定义截面的两种定义方法。如果您对自定义截面还有疑问，欢迎联系我们。

第 2 节 空间结构支座应用指南

做过钢结构屋架的你，是否经常会被这样的问题所困扰：空间结构建好了屋架，支座在哪里设置？我要怎么设置？节点支座、单点约束、两点约束、设置斜杆连接、设置支座，它们有什么区别和联系呢？什么样的支座形式该采取哪种方式模拟更加合理呢？今天通过一篇文章将上述这些问题讲清楚。





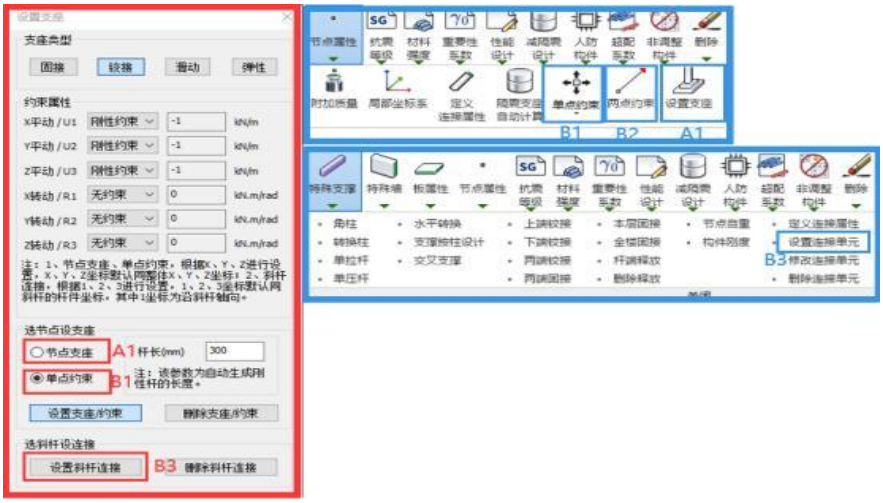
一、支座的原理

盈建科软件目前有两个位置可以设置支座：【空间结构】和【前处理及计算】。





这两个位置的支座之间是有关联的，我先用一张图总结，将相同的支座用同样的编号进行表示（A1~B3）：



盈建科的支座主要分为两个大类：第一类为落地的支座（A1）、第二类为与下部主体结构相连的支座（B1、B2 、B3）。

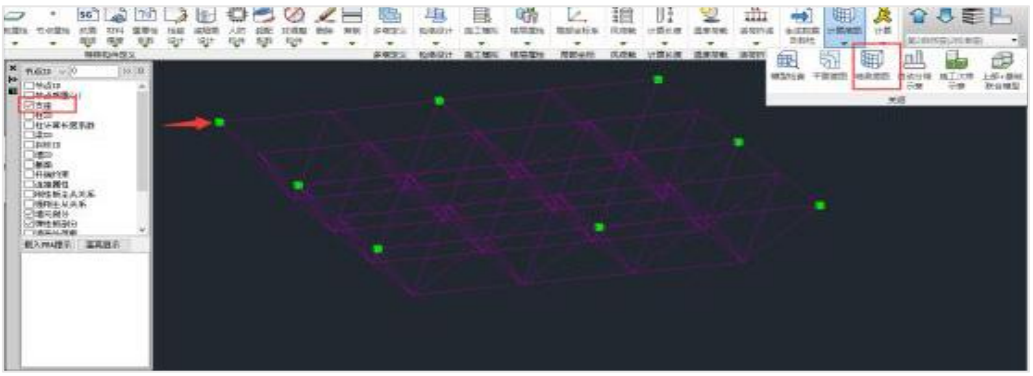
对于这两大类支座，盈建科软件在【空间结构】和【前处理及计算】设置支座用到的原理是一样的，因 此下面我们就以【前处理及计算】当中的支座为例，交代一下不同支座之间的区别：

A1 设置支座（节点支座）

【前处理及计算】——【节点属性】中的【设置支座】为落地的支座。



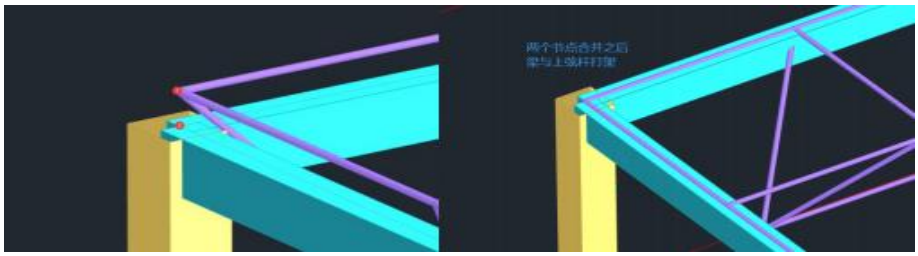
他主要适用于下面这种情况：不建立下部结构，通过支座来支撑屋架。我们可以通过轴侧简图看到，他 是落地支座。



B1 单点约束



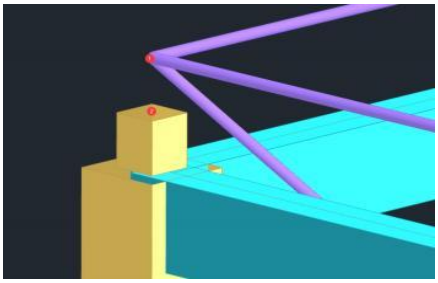
它主要用于**上下楼层之间**设置约束。但对于屋架与下部结构联合建模这种情况，该种结构形式往往并不能适用：以下图为例，建模时通常会将屋架的 1 号节点和主体结构柱底 2 号节点分开一段距离。但是这 样无法设置“单点约束”，因为“单点约束”只能是对一个点进行约束，如果将 1 号节点和2 号节点合并为 一个点，虽然能设置“单点约束”了，但是上弦杆又与梁位置冲突。因此很少用到【前处理及计算】中的单 点约束进行支座设置的。但是我们在【空间结构】中对“单点约束”进行了改进，这个我们后文“空间结构 支座布置”里面会讲。



B2 两点约束



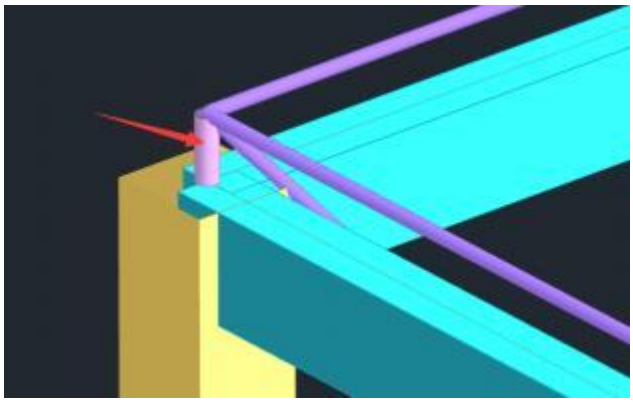
它主要用于指定同标准层平面内两点间的约束关系。由于它不能跨层使用，因此需要在空间结构建立一个小短柱，然后在小短柱的柱顶（2 号节点）与 1 号节点直接设置“两点约束”。



B3 设置连接单元（设置斜杆连接）



它需要在建模的时候，用一根斜杆将屋架与下部主体结构连接起来，然后再到【前处理及计算】——【特殊支撑】——【设置连接单元】将支座的属性赋予给该斜杆，用斜杆来模拟支座。



二、空间结构中支座的布置



从5.1 版本开始，为了方便用户快速建立支座，我们在【空间结构】增加【设置支座】功能。经过了几个版本的迭代，目前支座的功能已经十分成熟。程序内置了“固接”、“铰接”等连接方式的默认值，供用户 快速选择。

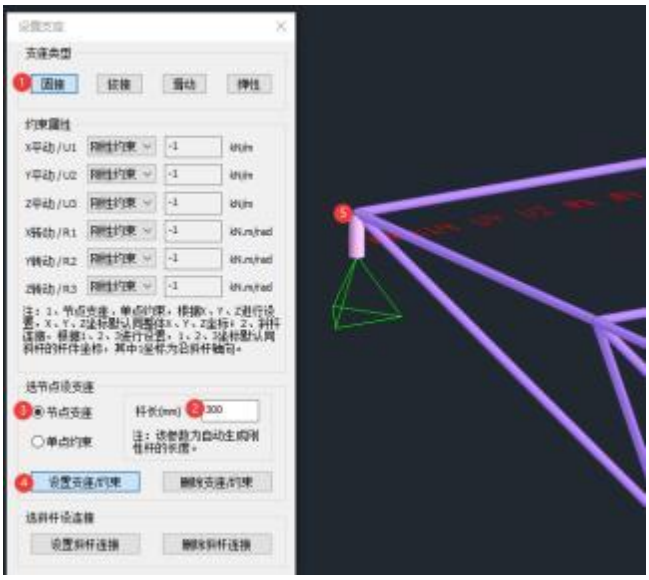


选择完支座类型之后，我们就可以布置支座了，【空间结构】包含了三种支座形式：

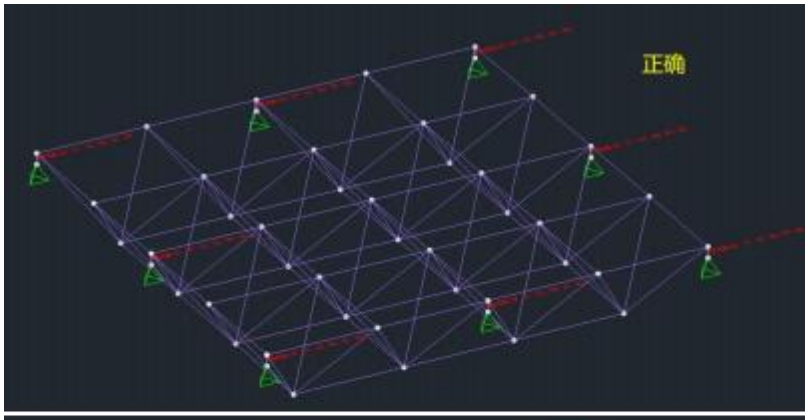
A1 节点支座

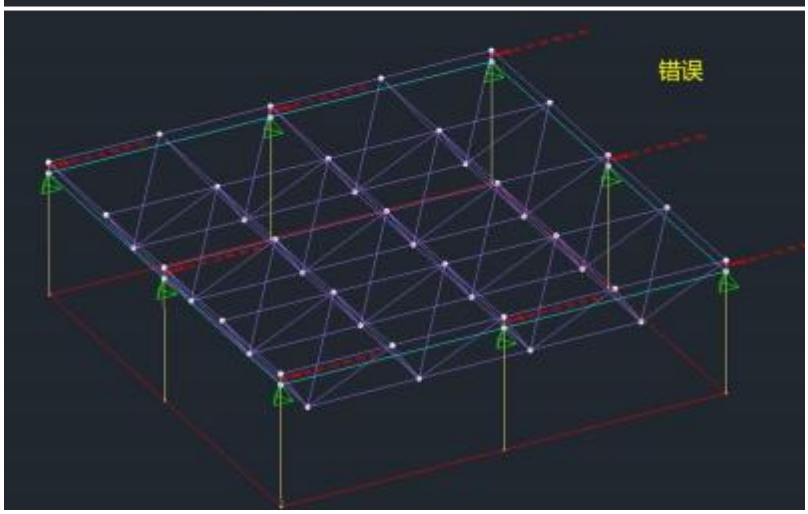
首先定义好 “支座类型”，点击“节点支座”，设置好杆长，本工程杆长为300mm ，再点击“设置支座约束”按钮，在需要设置支座的节点处单击，即可完成支座布置。程序采用绿色锥体代表该种类型的支座

（绿色为落地支座）。



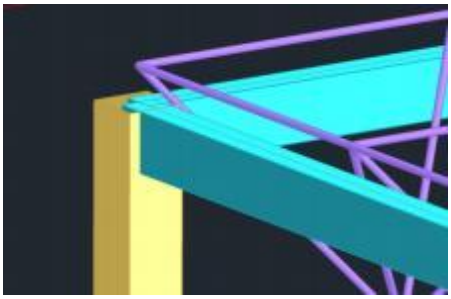
值得注意的是，他适用于只有网架未建立下部主体结构的情况。建立了下部主体结构则需要更换其他支座形式。



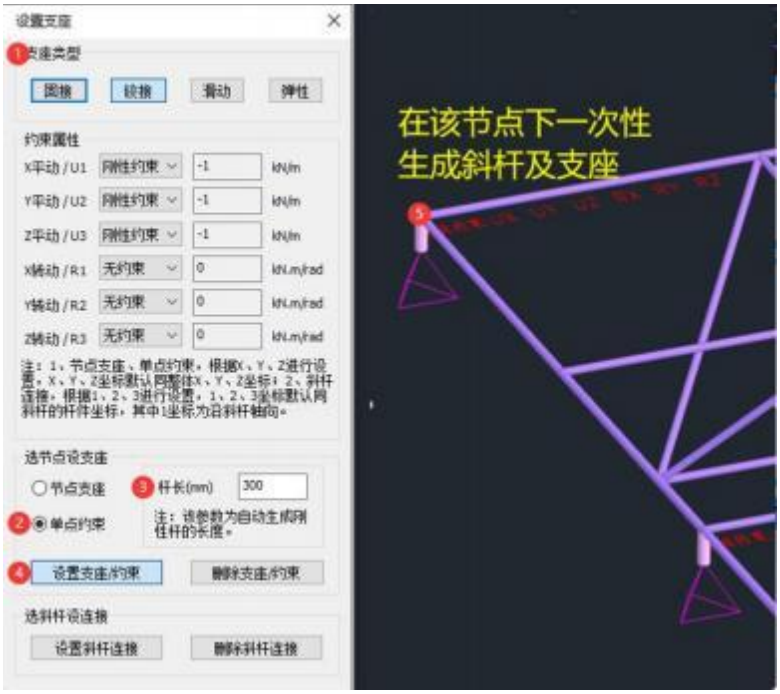


B1 单点约束

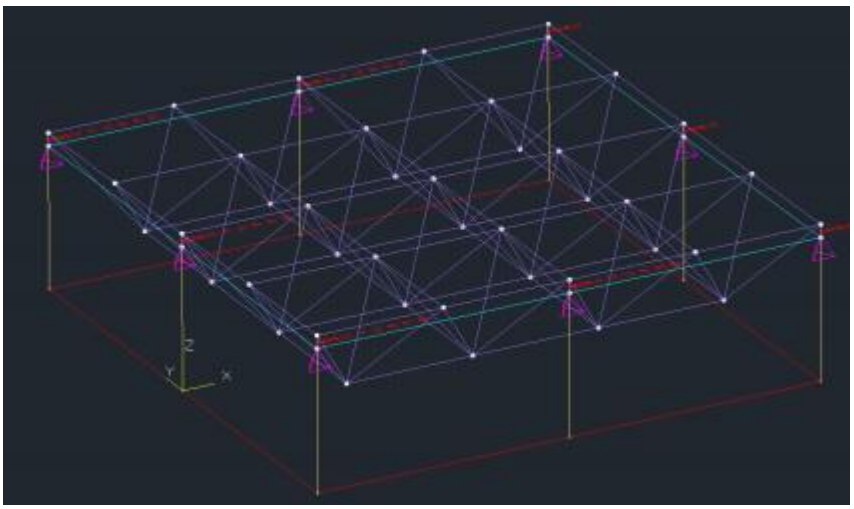
首先将空间结构的屋架上抬300mm，与下部主体结构脱开，预留生成竖向斜杆的空间。



定义好“支座类型”，点击“单点约束”，设置好杆长，本工程杆长为300mm，再点击“设置支座约束” 按钮，在需要设置支座的节点处单击，即可完成支座布置。程序会一次性在屋架节点下方生成一个 300mm 长的斜杆，并在斜杆底部增加支座约束，程序采用洋红色锥体代表该种类型的支座（洋红色为非落地支座）。

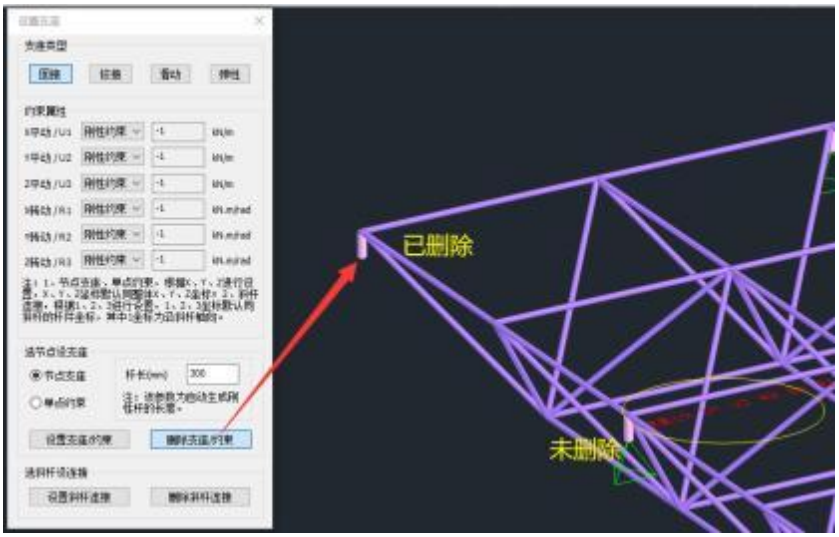


“单点约束”需要网架和下部主体结构联合建模。需要补充意的是：A1“节点支座”、B1“单点约束” 按整体坐标系进行支座设置。



布置好的支座如何删除呢？

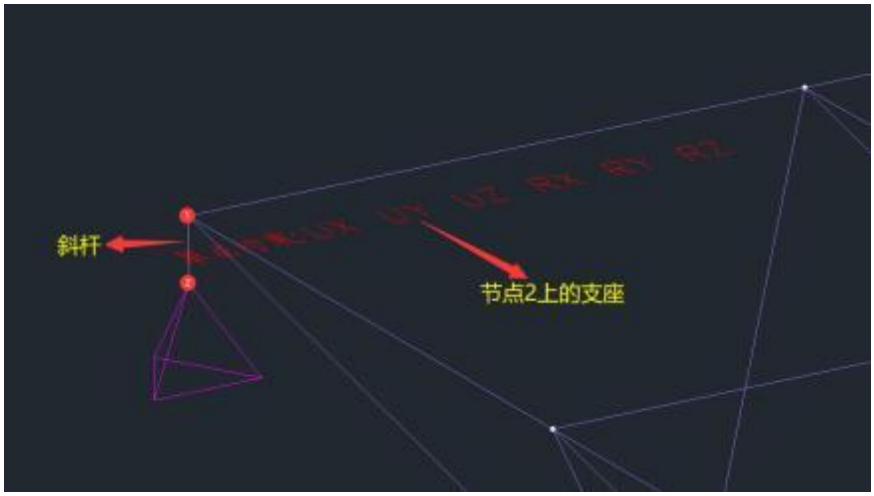
点“删除支座/约束”按钮即可。



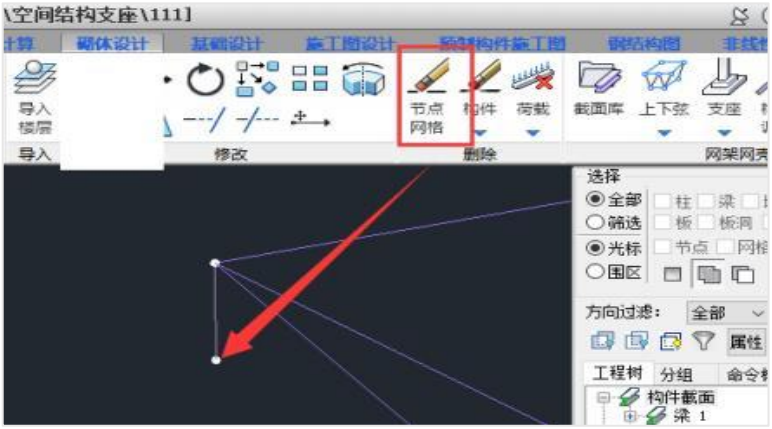
可能您要问了：为什么程序留下斜杆不删除呢？我再在屋架节点处点“设置支座/约束”的时候，就报错了啊。



其实程序保留这个斜杆有更多用途，后文“设置斜杆连接”时再讲。删除支座之后我们想要继续布置，只需要点击节点2 即可。因为“删除支座/约束”只是删除了节点2 上的支座约束，因此重新布置支座的时 候，只需点击节点2 即可。弹窗提示是是防止出现支座重复布置的情况。

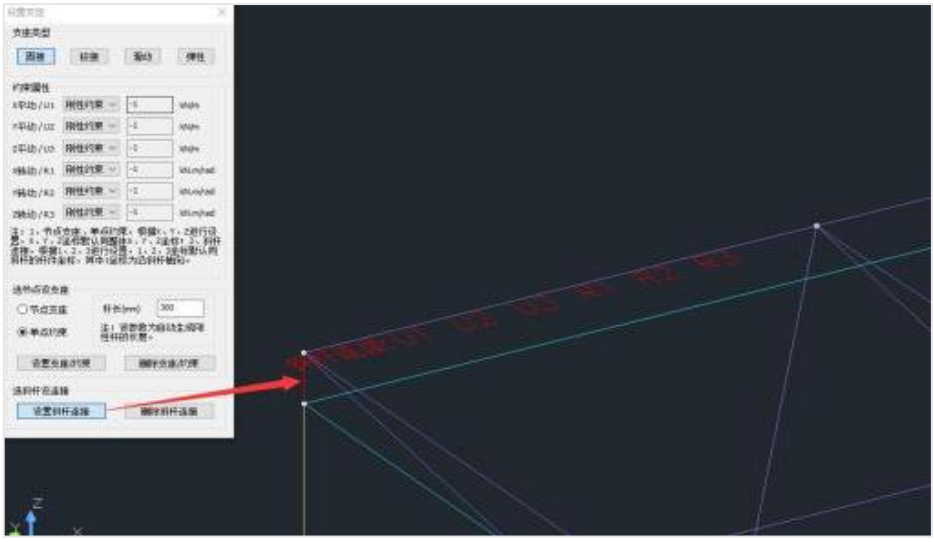


如果您想彻底删除节点2 和斜杆，可通过“删除节点网格”进行删除。

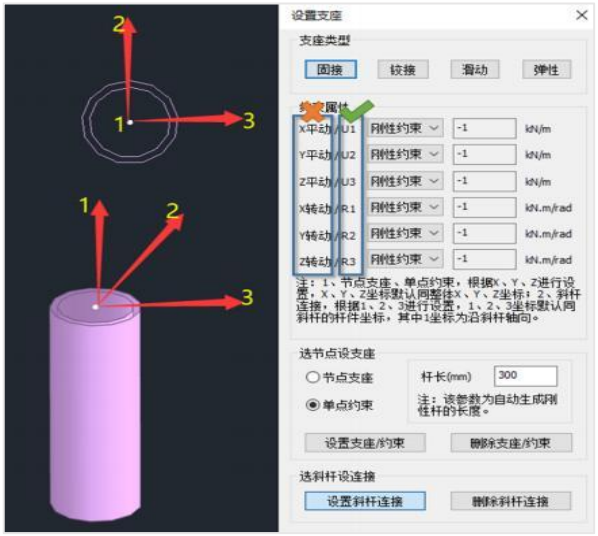


B3 设置斜杆连接

它需要先创建斜杆再对其设置支座属性。创建斜杆其实有些麻烦，我们可以借助上面讲到的先“设置支座/约束”创建斜杆、再“删除支座/约束”保留斜杆。然后再对斜杆设置支座属性。被设置支座属性的斜杆会变成红色，

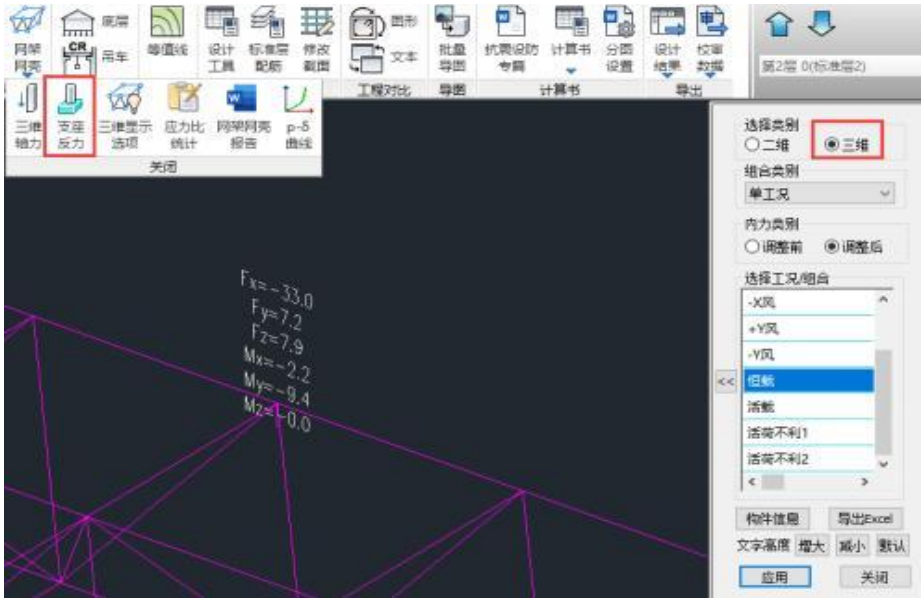


值得注意的是：“设置斜杆连接”使用的坐标是斜杆的局部坐标，这一点在 7.0 版本有特殊注明：此时 需要看“U1~ R3”这一列，忽略“XYZ 平动/转动”一列。杆件不转角度的情况下，1、2、3 轴如下图所示：



三、支座反力结果查看

通过【空间结构】布置的支座，其支座反力结果在【设计结果】—【网架网壳】—【支座反力】中查看：

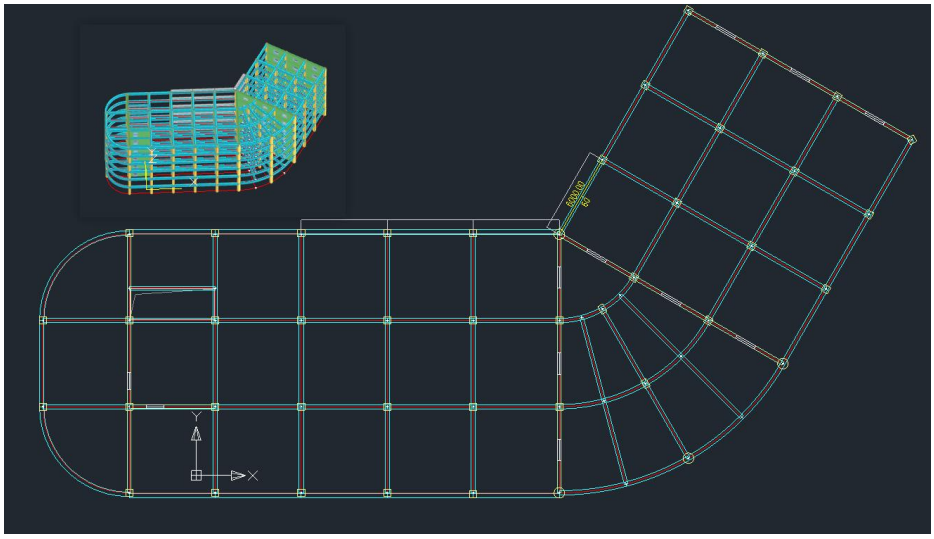


以上就是关于空间结构支座应用指南的全部内容了，希望阅读完本文对您今后的工作能有所帮助，如果对支座设置相关内容您有更好意见或者建议，欢迎联系我们。

第 3 节 自动计算最不利地震方向有缺陷？一文讲清计算逻辑与参数误区

当你勾选“自动计算最不利地震方向的地震作用”完成计算后，是否经常对着结果产生这样的疑惑：明明模型里一半构件都和 X 轴斜交了 60 度，





wzq.out 文件里“地震作用最大的方向”显示 27.285 度，

wzq.out - 记事本

文件(F) 编辑(E) 格式(O) 查看(V) 帮助(H)

****

周期、地震力与振型输出文件

****

考虑扭转耦联时的振动周期(秒)、X,Y 方向的平动系数、扭转系数

振型号	周期	转角	平动系数(X+Y)	扭转系数(Z)
1	0.4714	26.93	0.84(0.67+0.17)	0.16
2	0.2623	115.50	1.00(0.19+0.81)	0.00
3	0.2093	19.83	0.16(0.14+0.02)	0.84
4	0.1634	23.54	0.83(0.67+0.16)	0.17
5	0.1179	136.17	1.00(0.47+0.53)	0.00
6	0.1040	28.67	0.80(0.62+0.18)	0.20
7	0.0992	109.60	0.99(0.16+0.83)	0.01
8	0.0812	19.97	0.79(0.58+0.21)	0.21
9	0.0759	177.24	0.47(0.31+0.17)	0.53
10	0.0741	92.79	0.98(0.11+0.86)	0.02
11	0.0682	15.35	0.78(0.55+0.23)	0.22
12	0.0671	35.54	1.00(0.40+0.60)	0.00
13	0.0648	85.45	0.98(0.11+0.88)	0.02
14	0.0614	178.16	0.78(0.53+0.25)	0.22
15	0.0589	104.43	0.91(0.35+0.56)	0.09

地震作用最大的方向 = 27.285°

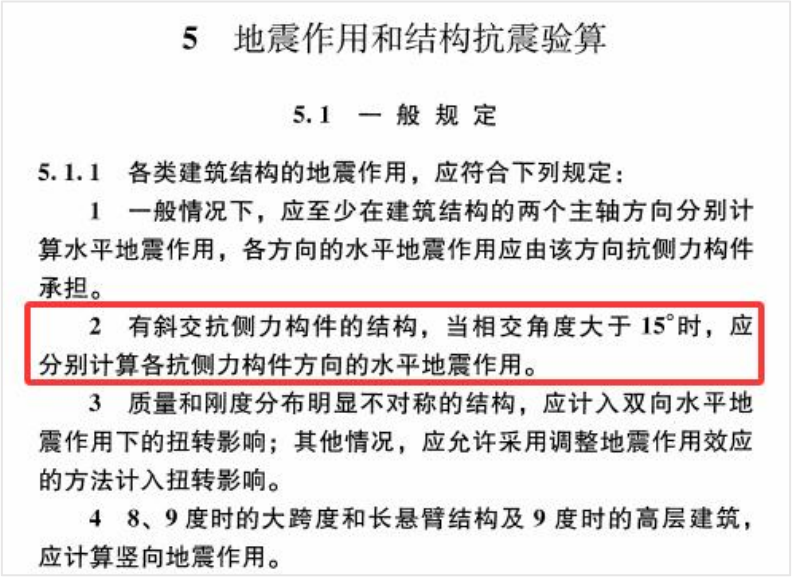
那新增的 EXMAX（EYMAX）工况到底是按 60 度算的，还是按 27.285 度算的？又或是两个角度的包络结果？《抗规》要求的斜交抗侧力构件角度，又该填到哪个参数里？这是软件地震计算模块中，用户高频提问的典型问题。

(iCase)	Shear-X	Shear-Y	Axial	Mx-Btm	My-Btm	Mx-Top	My-Top
*(EX)	15.4	-2.6	29.3	6.1	32.6	-3.3	-23.0
(EX)	30.9	-5.2	29.3	12.2	65.2	-6.5	-46.0
*(EY)	8.0	5.0	-50.9	-11.7	17.3	6.2	-11.7
(EY)	15.6	9.6	-50.9	-22.6	33.6	12.1	-22.7
*(EXMAX)	17.0	1.8	-23.2	-4.3	35.8	2.3	-25.3
(EXMAX)	33.7	3.7	-23.2	-8.5	71.2	4.6	-50.3
*(EYMAX)	-3.8	5.3	-54.0	-12.4	-8.7	6.6	5.1
(EYMAX)	-7.4	10.3	-54.0	-24.3	-17.0	12.9	10.0
*(SOIL)	-0.2	0.0	0.0	-0.0	-0.3	0.0	0.3
(SOIL)	-0.2	0.0	0.0	-0.0	-0.3	0.0	0.3
*(WATER)	-0.6	0.0	0.1	-0.0	-1.1	0.0	1.0
(WATER)	-0.6	0.0	0.1	-0.0	-1.1	0.0	1.0
*(DL)	-2.0	7.2	-861.3	-8.4	-2.4	17.6	4.7
(DL)	-2.0	7.2	-861.3	-8.4	-2.4	17.6	4.7
*(LL)	-1.0	3.0	-262.0	-3.5	-1.2	7.4	2.3
(LL)	-1.0	3.0	-262.0	-3.5	-1.2	7.4	2.3

今天我们就通过这篇文章给大家彻底讲明白。

一、先搞懂：EXMAX 工况对应的到底是哪个角度？

我们直接说结论：它是 27.285 度的地震力结果。很多用户不理解，认为按照《抗规》第 5.1.1 条第 2 款规定：“有斜交抗侧力构件的结构，当相交角度大于 15° 时，应分别计算各抗侧力构件方向的水平地震作用”，程序应该自动把 60 度的斜交角度代入计算才对。



5 地震作用和结构抗震验算

5.1 一 般 规 定

5.1.1 各类建筑结构的地震作用，应符合下列规定：

1 一般情况下，应至少在建筑结构的两个主轴方向分别计算水平地震作用，各方向的水平地震作用应由该方向抗侧力构件承担。

2 有斜交抗侧力构件的结构，当相交角度大于 15°时，应分别计算各抗侧力构件方向的水平地震作用。

3 质量和刚度分布明显不对称的结构，应计入双向水平地震作用下的扭转影响；其他情况，应允许采用调整地震作用效应的方法计入扭转影响。

4 8、9 度时的大跨度和长悬臂结构及 9 度时的高层建筑，应计算竖向地震作用。

这里其实是大家对两个功能的定位产生了混淆。

《抗规》5.1.1-2 条对应的斜交构件角度，需要我们手动在参数栏“斜交抗侧力构件方向角度”中自行输入。这个角度是抗侧力构件的几何布置角度，是我们看模型布局就能直接判断出来的。

而 wzq.out 文件中输出的 27.285 度，是“结构变形能最大的角度”，也就是真正对结构受力最不利的地震作用方向。这个角度由结构的质量分布、刚度分布共同决定，没办法通过肉眼看模型直接得出。

其实针对《抗规》5.1.1-2，我们需要在“斜交抗侧力构件方向角度”中自行填入。这是模型抗侧力构件的固有角度，是人为能够判断出来的。

在“自动计算最不利地震方向的地震作用”这个功能开发之前，工程师要得到这个最不利方向的结果，流程非常繁琐：需要先完成一次常规计算，从 wzq.out 里手动读出这个角度，再把数值填回到“斜交抗侧力构件方向角度”中，进行第二次计算。

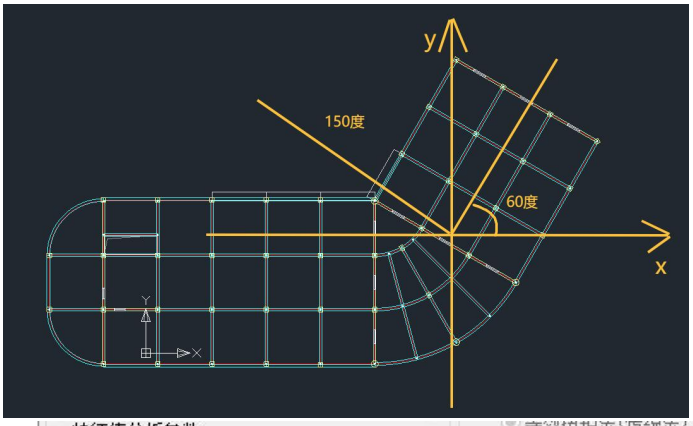


不仅操作麻烦，还很容易漏填这个参数。 而程序开发这个自动计算功能，就是为了解决这个痛点：只需一次计算，程序就能自动找到这个变形能最大的最不利角度，并代入计算输出 EXMAX/EYMAX 工况结果。所以并不是程序遗漏了斜交构件的 60 度角度，而是两个参数的定位和作用本就不相同。

二、怎么填：注意仅支持 0°~90° 之间

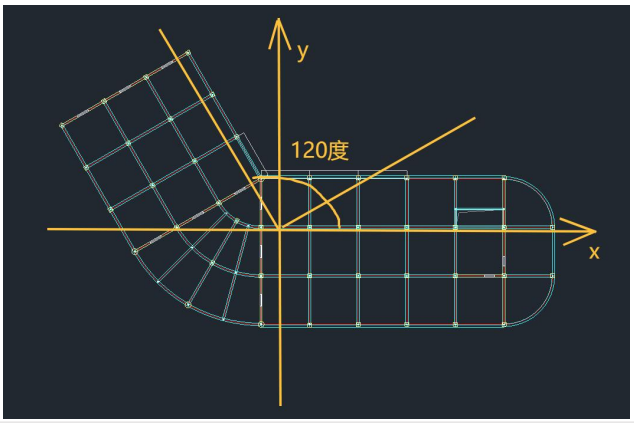
那么“斜交抗侧力构件方向角度”该怎么填呢？

以本工程为例：斜交抗侧力构件与 X 轴夹角为 60°，我们填入 60 即可，此时 EXMAX 为 60°。程序会自动增加 60°+90°=150° 方向，即 EYMAX 为 150°。





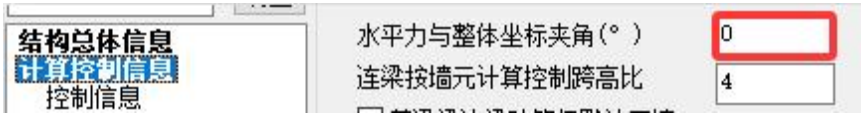
值得注意的是：“斜交抗侧力构件方向角度”填写角度要求为 0°~90°之间。如果斜交抗侧力构件与 X 轴夹角为 120°，此时它位于坐标系的第二象限，需要将其换算到第一象限中：120°-90°=30°，此时需要填入 30。





三、别搞混：两个角度参数的本质区别

说到这里，就不得不提另一个大家经常混淆的参数：“水平力与整体坐标夹角”。很多用户分不清它和“斜交抗侧力构件方向角度”的区别，也不知道《抗规》5.1.1-2 条的角度到底该填到哪里。



我们在这里给大家讲清楚两者的本质差异：

1. 水平力与整体坐标夹角

这个参数的作用，是**把整体坐标系的 XY 主轴整体旋转一个角度**，X、Y 方向的地震力会沿着旋转后的新

主轴进行施加。简单来说，就是把整个地震作用的坐标系转了一个角度，原有的两个正交地震方向同步旋转。这个参数在实际常规工程中应用场景很少，大家不要误用。

2. 斜交抗侧力构件方向角度

这个参数的逻辑是：**整体坐标系保持不变，在原有 X、Y 两个正交地震方向的基础上，额外增加一个指定角度的地震施加方向**。它完全对应《抗规》5.1.1-2 条中，斜交抗侧力构件的方向验算要求。

通过 wv02q 文本可查看斜交抗侧力角度方向的统计结果：

地震外力、层剪力、倾覆力矩统计

层号	塔号	层外力F	层剪力V	倾覆力矩M
EX				
6	1	1477.7	1477.7	5319.6
5	1	1252.3	2686.9	14946.5
4	1	1073.9	3659.0	27986.7
3	1	900.6	4399.2	43591.2
2	1	730.7	4893.0	60867.6
1	1	451.3	5112.4	78914.7
EY				
6	1	1740.2	1740.2	6264.8
5	1	1448.0	3167.4	17645.5
4	1	1185.6	4274.8	32944.0
3	1	986.1	5090.1	51049.8
2	1	783.1	5626.4	70949.9
1	1	417.4	5855.9	91671.9
EXMAX				
6	1	1761.0	1761.0	6339.5
5	1	1494.8	3205.3	17824.9
4	1	1283.3	4366.6	33384.8
3	1	1071.1	5248.3	52000.8
2	1	850.9	5829.0	72598.8
1	1	524.1	6078.5	94087.4
EXM60				
6	1	1406.1	1406.1	5062.0
5	1	1208.5	2590.3	14360.9
4	1	1008.2	3536.8	27015.6
3	1	860.5	4241.2	42100.4
2	1	742.0	4716.3	58746.8
1	1	474.1	4933.8	76130.5
EYMAX				
6	1	2077.4	2077.4	7478.5
5	1	1728.1	3785.7	21086.2
4	1	1409.4	5113.7	39400.8
3	1	1136.5	6086.8	61093.5
2	1	831.3	6708.9	84916.0
1	1	392.9	6961.0	109663.7
EYM60				
6	1	1525.2	1525.2	5490.8
5	1	1292.5	2808.3	15590.7
4	1	1047.1	3819.8	29301.4
3	1	845.3	4558.6	45591.6
2	1	654.1	5036.9	63496.6
1	1	360.6	5242.5	82117.3

大家在设置参数时一定要注意区分，不要填错位置，导致计算结果不符合规范要求。

四、涨知识：最不利地震方向是怎么算出来的？

最后，我们把 WZQ 中 “地震作用最大的方向” 的计算原理给大家科普一下，如果觉得公式推导过于硬核，可以直接跳过这部分看结论。

设结构参与计算的振型取 m 个，则结构变形能可表示如下：

$$\Pi=\sum_{j=1}^{m}\Pi_j=\sum_{j=1}^{m}q_j\gamma_j^2=\sum_{j=1}^{m}q_j(\Phi_j^T MB)^2$$

如果地震作用方向与 X 轴的夹角为 α，则地震方向向量可以表示为：

$$B=B_x\cos\alpha+B_y\sin\alpha$$

将其代入变形能表达式，可得到变形能关于角度 α 的函数：

$$\Pi = \frac{1}{2}\sum_{j=1}^{m} q_j (\Phi_j^T MB_x \cos\alpha + \Phi_j^T MB_y \sin\alpha)^2$$

$$\overset{def}{=} \frac{1}{2}\sum_{j=1}^{m} q_j (x_j \cos\alpha + y_j \sin\alpha)^2$$

其中：

$$q_j = \frac{S_a(T_j, \xi_j)}{\lambda_j}$$

对变形能关于 α 求导，并令其导数为零：

$$\frac{\partial \Pi}{\partial \alpha} = \cos 2\alpha \sum_{j=1}^{m} q_j x_j y_j$$

$$-\frac{1}{2}\sin 2\alpha \sum_{j=1}^{m} q_j (x_j^2 - y_j^2) = 0$$

得到：

$$\tan 2\alpha = \frac{2\sum_{j=1}^{m} q_j x_j y_j}{\sum_{j=1}^{m} q_j (x_j^2 - y_j^2)}$$

由此可以确定最不利地震作用方向 α 和 α + π /2，并且对任意 α 有：

$$\frac{\partial^2 \Pi}{\partial \alpha^2}(\alpha) \frac{\partial^2 \Pi}{\partial \alpha^2}(\alpha + \frac{\pi}{2}) < 0$$

即 α 和 α + π /2 中必然有一个使结构变形能取极大值，另一个取极小值。
而程序自动计算的最不利地震方向，正是这个变形能取极大值的方向，也就是对结构受力最不利的地震作用方向。

五、最后总结

最后给大家总结三个要点，避免后续使用踩坑：
1、勾选“自动计算最不利地震方向的地震作用”输出的 EXMAX/EYMAX，对应的是 wzq 中结构变形能最大的角度，而非斜交构件的几何布置角度；
2、《抗规》5.1.1-2 条要求的斜交抗侧力构件方向验算，需手动在“斜交抗侧力构件方向角度”中输入对应角度，程序不会自动识别构件斜交角度；
3、注意区分“斜交抗侧力构件方向角度”与“水平力与整体坐标夹角”，二者作用逻辑完全不同，常规工程优先使用前者即可。
参考资料：

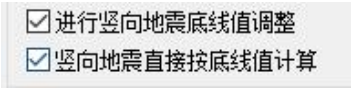
第 4 节 化繁为简：一文教您梁竖向地震调整的核心要点

您在结构计算考虑竖向地震的时候，是否会有以下问题：

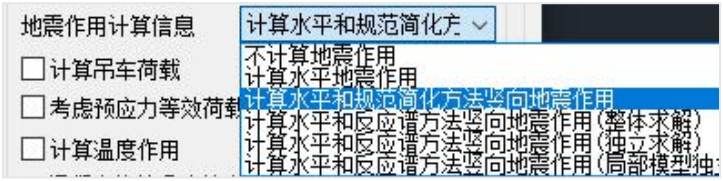
梁构件竖向地震调整前、调整后，调整了什么，是底线值的调整吗？

*(	EV)调整前	25.2	-16.8	-8.6	-0.9	6.1
(	EV)调整后	71.8	-47.9	-24.5	-2.6	17.3
*(	EV)	11.2	11.2	10.8	9.2	9.2
(	EV)	31.9	31.9	30.8	26.4	26.4

考虑了底线值调整之后，程序又是如何调整的？



其实这个问题很难简单回答，因为不清楚用户竖向地震计算用的是哪种方式，程序提供了四种竖向地震的算法，想要了解这几种算法的差异，详见往期技术期刊《YJK 中竖向地震的计算》。



不同竖向地震的计算方式下对竖向地震单工况的调整方法也是不同的，今天就结合这篇文章给大家讲清楚。

反应谱法计算竖向地震受其所处位置和周围支撑结构的刚度的影响，激发竖向地震作用的程度也会不同，所以规范规定了竖向地震作用的底线值。

《高规》4.3.15 条对底线值作出了规定：

4.3.15 高层建筑中，大跨度结构、悬挑结构、转换结构、连体结构的连接体的竖向地震作用标准值，不宜小于结构或构件承受的重力荷载代表值与表 4.3.15 所规定的竖向地震作用系数的乘积。

表 4.3.15 竖向地震作用系数

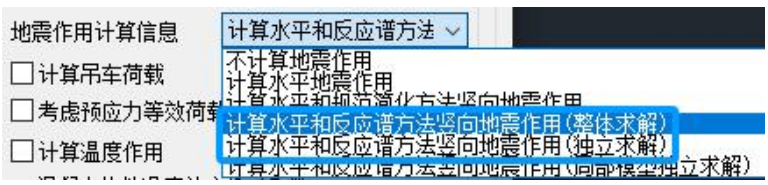
设防烈度	7 度	8 度		9 度
设计基本地震加速度	0.15*g*	0.20*g*	0.30*g*	0.40*g*
竖向地震作用系数	0.08	0.10	0.15	0.20

注：*g* 为重力加速度。

工程示例为 7 度区，0.15g，底线值为 0.08：



1、竖向地震作用的反应谱方法（整体求解）、（独立求解）



程序对竖向地震作用的整体求解、独立求解的处理方式是相同的。

1.1 反应谱法计算竖向地震按整体求解(独立求解)方式的默认底线值调整

《高规》4.3.15 条要求结构整体也需要进行竖向地震的调整，并对底线值做出了相应要求：

4.3.15 高层建筑中，大跨度结构、悬挑结构、转换结构、连体结构的连接体的竖向地震作用标准值，不宜小于结构或构件承受的重力荷载代表值与表 4.3.15 所规定的竖向地震作用系数的乘积。

表 4.3.15 竖向地震作用系数

设防烈度	7 度	8 度		9 度
设计基本地震加速度	0.15*g*	0.20*g*	0.30*g*	0.40*g*
竖向地震作用系数	0.08	0.10	0.15	0.20

注：*g* 为重力加速度。

这也是用户问题最多的地方，用户并不清楚程序是如何对结构整体进行底线值调整的。YJK 软件默认是以层为单位进行调整的，在 wzq.out 文件中会输出竖向地震的调整系数，以第二层为例，该系数为 2.853：

wzq.out - 记事本

文件(F) 编辑(E) 格式(O) 查看(V) 帮助(H)

==========各楼层竖向地震作用系数调整情况==========

层号	塔号	调整系数
1	1	3.807
2	1	2.853
3	1	2.842
4	1	2.844
5	1	2.824

通过构件信息可知，第二层所有梁的竖向地震调整系数均为 2.853：

N-B=9 (I=2000002, J=2000005)(1)B*H(mm)=300*500
Lb=6.00(m) Cover= 20(mm) Nfb=2 Nfb_gz=3 Rcb=30.0 Fy=360 Fyv=360
砼梁 C30 框架梁 调幅梁 矩形
livec=1.000 stif=2.000 stif_w=2.000 stif_s=2.000 jzz=2.853 tf=0.850 nj=0.400
η v=1.200

	-1-	-2-	-3-	-4-	-5-	-6-	-7-	-8-	-9-
-M(kNm)	-511	-306	-113	0	0	0	0	0	0
N(kN)	48	48	33	0	0	0	0	0	0
LoadCase	(85)	(85)	(85)	(0)	(0)	(0)	(0)	(0)	(0)
Top Ast	3859	2655	781	300	300	339	482	539	548
% Steel	2.97	2.05	0.57	0.20	0.20	0.26	0.37	0.42	0.42
+M(kNm)	0	95	183	260	318	356	376	384	385
LoadCase	(0)	(0)	(0)	(0)	(0)	(0)	(0)	(0)	(0)
Btm Ast	1931	612	1259	2092	2744	3012	3156	3213	3222
% Steel	1.49	0.45	0.92	1.61	2.12	2.32	2.43	2.48	2.48
V(kN)	279	268	244	203	156	96	51	26	-17
N(kN)	48	48	33	25	25	20	15	14	12
LoadCase	(85)	(85)	(85)	(85)	(85)	(85)	(53)	(53)	(44)
Asv	125	118	102	76	47	31	31	31	31
Rsv	0.42	0.39	0.34	0.25	0.16	0.10	0.10	0.10	0.10

通过单工况的弯矩和剪力也可发现调整后的竖向地震单工况内力为调整前的 2.853 倍。

*(	DL)	-307.6	-191.9	-84.6	7.9	79.3	125.4	150.3	160.6	162.4
(	DL)	-261.4	-145.8	-38.5	54.0	125.4	171.5	196.5	206.7	208.5
*(	DL)	157.1	150.0	134.6	110.7	78.3	46.0	22.1	6.6	-0.4
(	DL)	157.1	150.0	134.6	110.7	78.3	46.0	22.1	6.6	-0.4
*(	LL)	-70.6	-44.0	-19.2	2.3	18.8	29.0	34.2	36.0	36.1
(	LL)	-60.0	-33.4	-8.6	12.9	29.3	39.6	44.8	46.6	46.7
*(	LL)	35.8	34.7	31.3	25.7	17.8	9.9	4.3	0.9	-0.2
(	LL)	35.8	34.7	31.3	25.7	17.8	9.9	4.3	0.9	-0.2
*(	EV)	-25.2	-16.8	-8.6	-0.9	6.1	10.7	13.6	15.1	15.6
(	EV)	-71.8	-47.9	-24.5	-2.6	17.3	30.4	38.8	43.2	44.6
*(	EV)	11.2	11.2	10.8	9.2	9.2	6.1	2.8	0.6	0.6
(	EV)	31.9	31.9	30.8	26.4	26.4	17.5	7.9	1.8	1.8

以 1 号截面竖向地震单工况弯矩为例：-25.2*2.853=-71.89kN·m，其余截面的调整系数也均为 2.853。

*(	DL)	-307.6	-191.9	-84.6	7.9	79.3	125.4	150.3	160.6	162.4
(	DL)	-261.4	-145.8	-38.5	54.0	125.4	171.5	196.5	206.7	208.5
*(	DL)	157.1	150.0	134.6	110.7	78.3	46.0	22.1	6.6	-0.4
(	DL)	157.1	150.0	134.6	110.7	78.3	46.0	22.1	6.6	-0.4
*(	LL)	-70.6	-44.0	-19.2	2.3	18.8	29.0	34.2	36.0	36.1
(	LL)	-60.0	-33.4	-8.6	12.9	29.3	39.6	44.8	46.6	46.7
*(	LL)	35.8	34.7	31.3	25.7	17.8	9.9	4.3	0.9	-0.2
(	LL)	35.8	34.7	31.3	25.7	17.8	9.9	4.3	0.9	-0.2
*(	EV)	-25.2	-16.8	-8.6	-0.9	6.1	10.7	13.6	15.1	15.6
(	EV)	-71.8	-47.9	-24.5	-2.6	17.3	30.4	38.8	43.2	44.6
*(	EV)	11.2	11.2	10.8	9.2	9.2	6.1	2.8	0.6	0.6
(	EV)	31.9	31.9	30.8	26.4	26.4	17.5	7.9	1.8	1.8

这个 2.853 是怎么得来的呢？

wzq.out 文件中会输出“竖向地震作用系数”，以第二层为例：当“竖向地震作用系数” 2.804%小于“竖向地震最小地震作用系数（即底线值）” 8%时，程序对整层的梁构件乘以一个增大系数，使之调整至底线值，jzz=8%/2.804%=2.853。

wzq.out - 记事本

文件(F) 编辑(E) 格式(O) 查看(V) 帮助(H)

各层 Z 方向的作用力(CQC)
Floor : 层号
Tower : 塔号
Fz : Z 向地震作用下结构的地震反应力
Nz : Z 向地震作用下结构的楼层竖向力

Floor	Tower	Fz (kN)	Nz(竖向地震作用系数) (kN)
5	1	47.00	47.00(2.833%)
4	1	58.96	93.34(2.813%)
3	1	51.80	140.10(2.815%)
2	1	46.67	186.06(2.804%)
1	1	1.18	187.24(2.102%)

竖向地震最小地震作用系数 = 8.00%

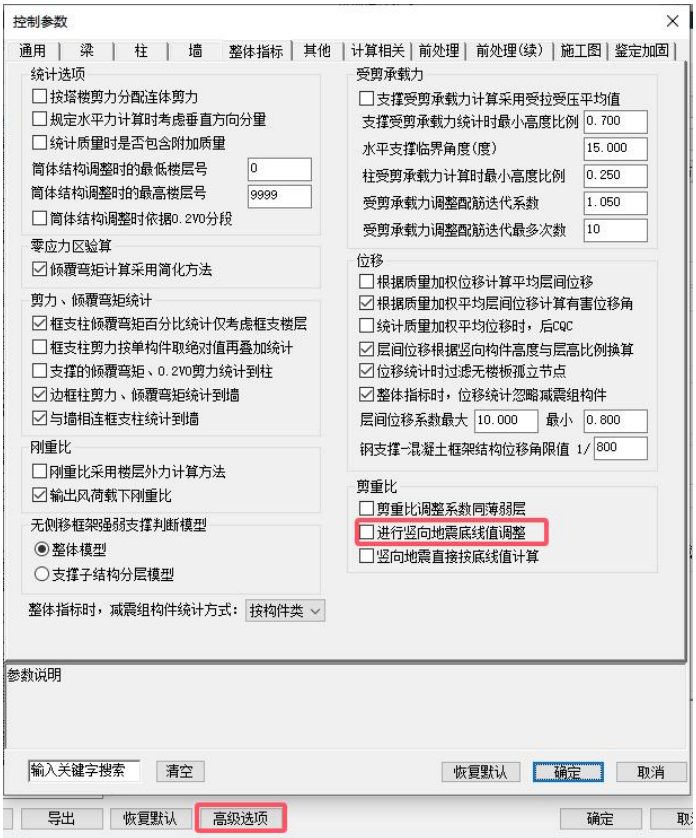
这里再说一下“竖向地震作用系数”是怎么得到的，它是竖向地震下楼层的竖向力 Nz 与重力荷载代表值的比值：186/（151.5*4*10+14.4*4*10）=2.804%

各层质量、质心坐标，层质量比

层号	塔号	质心X (m)	质心Y (m)	质心Z (m)	恒载质量 (t)	活载质量 (t)	活载质量 (不折减)(t)	附加质量 (t)	质量比
5	1	6.000	6.000	16.500	151.5	14.4	28.8	0.0	1.00
4	1	6.000	6.000	13.200	151.5	14.4	28.8	0.0	1.00
3	1	6.000	6.000	9.900	151.5	14.4	28.8	0.0	1.00
2	1	6.000	6.000	6.600	151.5	14.4	28.8	0.0	0.73
1	1	6.000	6.000	3.300	213.0	14.4	28.8	0.0	1.00
合计		--	--	--	819.0	72.0	144.0	0.0	

活载总质量 (t): 72.000
恒载总质量 (t): 818.965
附加总质量 (t): 0.000
结构总质量 (t): 890.965
恒载产生的总质量包括结构自重和外加恒载
活载质量 = 活荷载重力荷载代表值系数*活载等效质量
总质量 = 恒载质量+活载质量+附加质量

依据规范，振型分解反应谱法计算要求考虑底线值的限值，软件中在【高级选项】——【整体指标】中也给了选项，取消勾选【进行竖向地震底线值调整】则不考虑底线值调整，直接取反应谱法计算的结果。

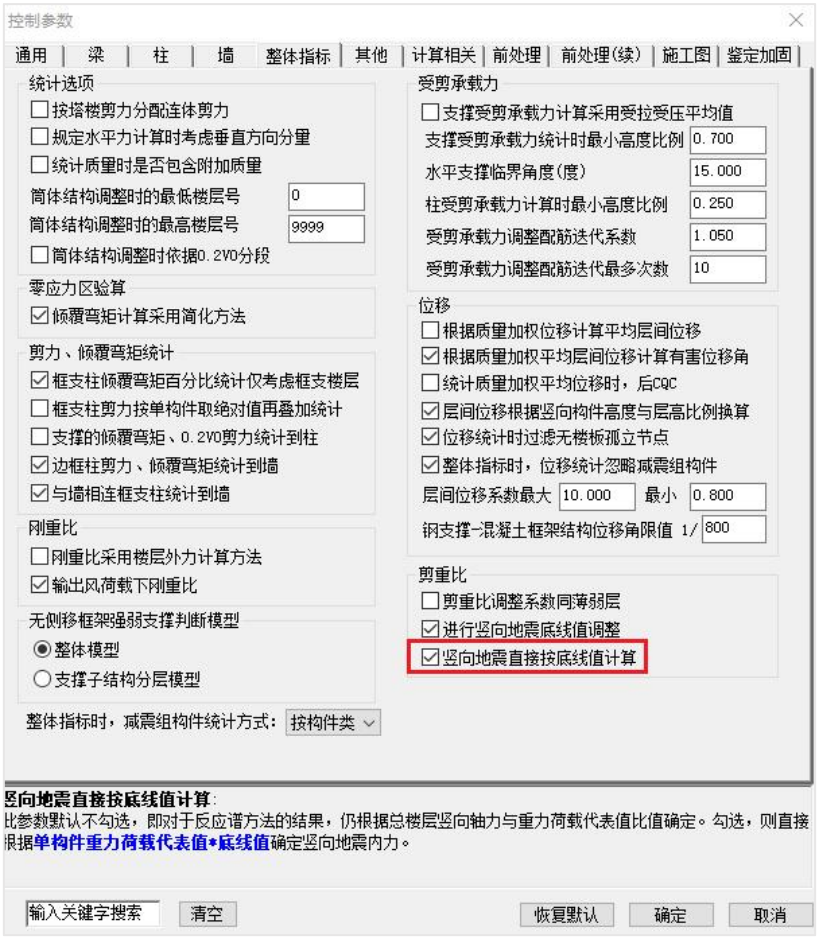


*(| DL)	-307.6	-191.9	-84.6	7.9	79.3	125.4	150.3	160.6
(| DL)	-261.4	-145.8	-38.5	54.0	125.4	171.5	196.5	206.7
*(| DL)	157.1	150.0	134.6	110.7	78.3	46.0	22.1	6.6
(| DL)	157.1	150.0	134.6	110.7	78.3	46.0	22.1	6.6
*(| LL)	-70.6	-44.0	-19.2	2.3	18.8	29.0	34.2	36.0
(| LL)	-60.0	-33.4	-8.6	12.9	29.3	39.6	44.8	46.6
*(| LL)	35.8	34.7	31.3	25.7	17.8	9.9	4.3	0.9
(| LL)	35.8	34.7	31.3	25.7	17.8	9.9	4.3	0.9
*(| EV)	-20.8	-13.1	-6.0	0.2	5.3	8.2	10.0	10.9
(| EV)	-20.8	-13.1	-6.0	0.2	5.3	8.2	10.0	10.9
*(| EV)	10.3	10.3	9.1	6.7	6.7	3.9	1.6	0.3
(| EV)	10.3	10.3	9.1	6.7	6.7	3.9	1.6	0.3

1.2 竖向地震直接按底线值计算

按反应谱法的结果进行底线值的调整，与 Z 向平动振型参与质量系数直接相关，若是竖向地震激发程度过低，很可能调整系数过大导致结果异常。

所以程序在【高级选项】—【整体指标】中给出了【竖向地震直接按底线值计算】，勾选时，直接按单构件重力荷载代表值*底线值确定竖向地震内力。若各种方法都难以激发出充分的竖向地震作用时，可勾选此参数。



勾选【竖向地震直接按底线值计算】时，我们用调整前的恒、活来算重力荷载代表值进行验算：-307.6+0.5*（-70.6）=-342.9kN·m

-342.9*0.08=-27.4 kN·m，与调整后的竖向地震弯矩值吻合。

*(	DL)	-307.6	-191.9	-84.6	7.9	79.3	125.4	150.3	160.6
(	DL)	-261.4	-145.8	-38.5	54.0	125.4	171.5	196.5	206.7
*(	DL)	157.1	150.0	134.6	110.7	78.3	46.0	22.1	6.6
(	DL)	157.1	150.0	134.6	110.7	78.3	46.0	22.1	6.6
*(	LL)	-70.6	-44.0	-19.2	2.3	18.8	29.0	34.2	36.0
(	LL)	-60.0	-33.4	-8.6	12.9	29.3	39.6	44.8	46.6
*(	LL)	35.8	34.7	31.3	25.7	17.8	9.9	4.3	0.9
(	LL)	35.8	34.7	31.3	25.7	17.8	9.9	4.3	0.9
*(	EV)	-20.8	-13.1	-6.0	0.2	5.3	8.2	10.0	10.9
(	EV)	-27.4	-17.1	-7.5	0.7	7.1	11.2	13.4	14.3
*(	EV)	10.3	10.3	9.1	6.7	6.7	3.9	1.6	0.3
(	EV)	14.0	13.4	12.0	9.9	7.0	4.1	1.9	0.6

2、竖向地震作用的反应谱方法（局部模型独立求解）



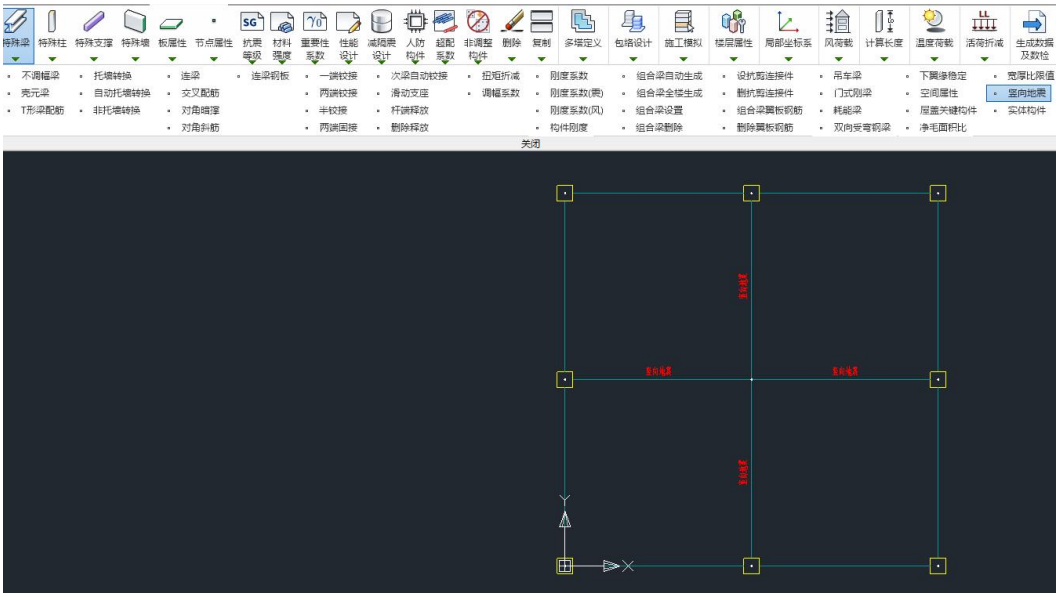
由于竖向地震难以激发，往往会存在 Z 方向有效质量参与系数难以满足 90%的情况。区别于水平地震作用，结构中不同位置由于刚度不同对竖向地震的敏感程度往往差异较大，而竖向地震作用经常集中在一处，或者几处薄弱部位，导致大跨度、长悬臂等真正需要关注竖向地震作用效应的部位反而计算不充分。

因此程序增加了**竖向地震反应谱的局部模型独立求解**方法。

该方法需要用户先在【特殊梁】下手工指定需要考虑竖向地震的构件，软件仅针对指定构件的相关节点 Z 向质量计算，以便更充分地激发竖向地震作用，使竖向地震的计算结果更趋近合理。因此，局部模型独立求解竖向地震的调整有别于整体求解，调整规则区分了水平构件和竖向构件。

2.1 局部模型独立求解“梁”的底线值调整

首先，竖向地震调整系数仅针对被指定为“竖向地震”的构件才进行调整，不指定则不调整。



这里又分为两种情况：

1）jzz<10

我们来看一个实际案例：通过构件信息可知，同一层的梁存在不同的竖向地震调整系数，显然这不是按照一整层为单位进行竖向地震调整的。

```
N-B=9 (I=5000002, J=5000005)(1)B*H(mm)=300*800
Lb=5.00(m) Cover= 20(mm) Nfb=2 Nfb_gz=2 Rcb=30.0 Fy=360 Fyv=360
砼梁 C30 框架梁 调幅梁 矩形
livec=1.000  stif=2.000  stif_w=2.000  stif_s=2.000  jzz=4.338  tf=0.850  nj=0.400
η v=1.200
N-B=3 (I=5000004, J=5000005)(1)B*H(mm)=300*800
Lb=6.00(m) Cover= 20(mm) Nfb=2 Nfb_gz=2 Rcb=30.0 Fy=360 Fyv=360
砼梁 C30 框架梁 调幅梁 矩形
livec=1.000  stif=2.000  stif_w=2.000  stif_s=2.000  jzz=3.784  tf=0.850  nj=0.400
η v=1.200
```

我们以其中一根梁为例进行验算。

```
*
*  N-B=9 (I=5000002, J=5000005)(1)B*H(mm)=300*800
*  Lb=5.00(m) Cover= 20(mm) Nfb=2 Nfb_gz=2 Rcb=30.0 Fy=360 Fyv=360
   砼梁 C30 框架梁 调幅梁 矩形
*  livec=1.000  stif=2.000  stif_w=2.000  stif_s=2.000  jzz=4.338  tf=0.850  nj=0.400
   η v=1.200
*(    DL)   -267.9   -151.0    -43.9     49.5    125.7    182.2    221.5    247.2    263.0
 (    DL)   -227.7   -110.6     -3.5     90.1    166.4    223.1    262.5    288.3    304.3
*(    DL)    193.1    180.1    161.3    136.7    106.2     75.7     51.0     32.2     19.3
 (    DL)    193.1    180.1    161.3    136.7    106.2     75.7     51.0     32.2     19.3
*(    LL)    -58.3    -37.5    -17.8      0.1     15.0     26.3     34.7     41.1     46.5
 (    LL)    -49.6    -28.7     -8.9      9.0     24.0     35.4     43.8     50.3     55.8
*(    LL)     33.5     32.7     30.3     26.4     21.0     15.5     11.6      9.3      8.5
 (    LL)     33.5     32.7     30.3     26.4     21.0     15.5     11.6      9.3      8.5
*(    EV)     -7.1     -4.7     -2.5      1.2      2.2      3.8      5.0      5.9      6.6
 (    EV)    -30.7    -20.4    -10.9      5.0      9.6     16.4     21.5     25.5     28.6
*(    EV)      3.9      3.9      3.6      3.6      2.9      2.0      2.0      1.3      1.3
 (    EV)     16.8     16.8     15.6     15.6     12.7      8.8      8.8      5.4      5.4
```

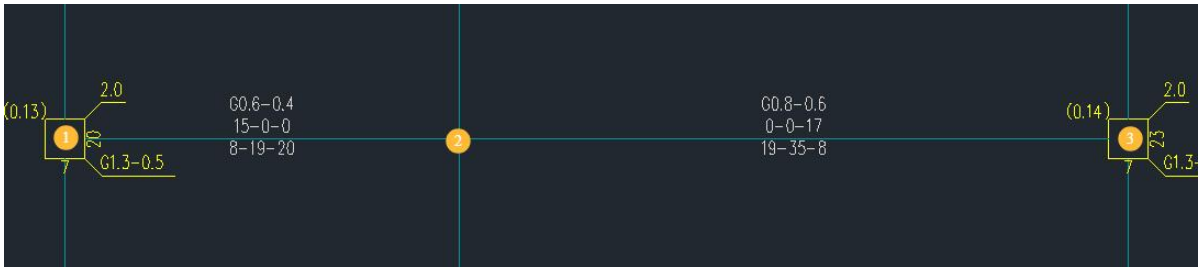
程序采用的方式就是：当 jzz<10 时，梁以梁端剪力为基础进行调整：先计算一下剪力的重力荷载代表值：193.1+0.5*33.5=209.85kN。底线值为 0.08，因此调整后的剪力为 209.85*0.08 =16.788kN

16.788/3.9=4.305，忽略四舍五入造成的误差，与 jzz=4.338 结果吻合。

jzz=4.338<10，因此该梁 9 个截面的弯矩和剪力均按照 jzz=4.338 进行调整，我们继续验算 2 截面弯矩加以印证：-4.7*4.338=-20.4kN·m，与调整后的结果吻合。

```
*(    DL)   -267.9   -151.0    -43.9     49.5    125.7    182.2    221.5    247.2    263.0
 (    DL)   -227.7   -110.6     -3.5     90.1    166.4    223.1    262.5    288.3    304.3
*(    DL)    193.1    180.1    161.3    136.7    106.2     75.7     51.0     32.2     19.3
 (    DL)    193.1    180.1    161.3    136.7    106.2     75.7     51.0     32.2     19.3
*(    LL)    -58.3    -37.5    -17.8      0.1     15.0     26.3     34.7     41.1     46.5
 (    LL)    -49.6    -28.7     -8.9      9.0     24.0     35.4     43.8     50.3     55.8
*(    LL)     33.5     32.7     30.3     26.4     21.0     15.5     11.6      9.3      8.5
 (    LL)     33.5     32.7     30.3     26.4     21.0     15.5     11.6      9.3      8.5
*(    EV)     -7.1     -4.7     -2.5      1.2      2.2      3.8      5.0      5.9      6.6
 (    EV)    -30.7    -20.4    -10.9      5.0      9.6     16.4     21.5     25.5     28.6
*(    EV)      3.9      3.9      3.6      3.6      2.9      2.0      2.0      1.3      1.3
 (    EV)     16.8     16.8     15.6     15.6     12.7      8.8      8.8      5.4      5.4
```

值得注意的是，jzz 取梁两个端部的较大值。当一根梁被节点打断时，情况就稍微复杂一些，以下面这根梁为例：它在节点 2 的位置被打断成两段，尽管是两个梁段，两个构件信息，但它是一根梁，因此要取 1 号节点和 3 号节点 jzz 的较大值来控制整段梁的竖向地震调整。用户在手核 jzz 调整系数时经常会仅看其中一个梁段，导致核不上。



例如，用户若点开的是 2~3 节点之间的梁段：

重力荷载代表值=-212.2-0.5*46.1=-235.25kN；

-235.25*0.08=-18.82 kN；

jzz=-18.82/-5.6=3.36。因此若仅看半根梁，调整后的剪力与 jzz 均与构件信息无法吻合

```
N-B=10 (I=5000005, J=5000008)(1)B*H(mm)=300*800
Lb=8.50(m) Cover= 20(mm) Nfb=2 Nfb_gz=2 Rcb=30.0 Fy=360 Fyv=360
砼梁 C30 框架梁 调幅梁 矩形
livec=1.000 stif=2.000 stif_w=2.000 stif_s=2.000 jzz=4.338 tf=0.850 nj=0.400
η v=1.200
*(    DL)   247.8   333.1   393.7   411.5   373.4   277.7   126.2   -68.1  -287.2   -62.0
 (    DL)   289.1   374.6   435.4   453.4   415.6   320.1   168.8   -25.3  -244.1   -62.0
*(    DL)    86.3    71.5    39.7    -8.8   -62.9  -117.1  -165.6  -197.3  -212.2     0.0
 (    DL)    86.3    71.5    39.7    -8.8   -62.9  -117.1  -165.6  -197.3  -212.2     0.0
*(    LL)    43.3    63.7    79.2    85.1    78.0    57.3    23.5   -19.9   -68.1   -20.3
 (    LL)    52.6    73.1    88.7    94.8    87.7    67.2    33.5    -9.8   -57.9   -20.3
*(    LL)    19.9    17.6    10.9    -0.4   -13.1   -25.9   -37.1   -43.9   -46.1     0.0
 (    LL)    19.9    17.6    10.9    -0.4   -13.1   -25.9   -37.1   -43.9   -46.1     0.0
*(    EV)     6.0     9.1    11.3    12.0    10.7     7.6     3.2    -2.9    -8.6    -2.4
 (    EV)    26.2    39.4    49.1    52.1    46.6    33.1    13.8   -12.6   -37.1   -10.3
*(    EV)     3.2     2.5     1.4    -0.8    -2.3    -3.7    -4.8    -5.3    -5.6    -0.0
 (    EV)    13.9    11.0     5.9    -3.6   -10.0   -16.1   -20.6   -23.2   -24.2    -0.0
```

2）jzz>10

程序为了防止仅按端部计算 jzz 导致竖向地震内力过大，若竖向地震作用调整系数 jzz>10， 9 个截面的弯矩和剪力将各自按照重力荷载代表值进行调整：

```
*(    DL)  -345.2  -227.0  -118.7   -23.9    53.6   111.5   152.1   179.1   196.2
 (    DL)  -293.4  -174.9   -66.2    28.9   106.7   164.9   205.8   233.2   250.6
*(    DL)   195.2   182.2   163.4   138.8   108.3    77.8    53.1    34.3    21.4
 (    DL)   195.2   182.2   163.4   138.8   108.3    77.8    53.1    34.3    21.4
*(    LL)   -68.1   -47.2   -27.3    -9.4     5.7    17.1    25.6    32.2    37.7
 (    LL)   -57.9   -36.9   -16.9     1.2    16.3    27.9    36.5    43.2    48.9
*(    LL)    33.7    32.9    30.5    26.6    21.2    15.7    11.8     9.4     8.7
 (    LL)    33.7    32.9    30.5    26.6    21.2    15.7    11.8     9.4     8.7
*(    EV)    -2.0    -1.5    -0.9    -0.3     0.1     0.5     0.8     1.0     1.2
 (    EV)   -30.3   -20.0   -10.6    -2.3     4.5     9.6    13.2    15.6    17.2
*(    EV)     0.9     0.9     0.9     0.9     0.7     0.5     0.5     0.3     0.3
 (    EV)    17.0    15.9    14.3    12.2     9.5     6.9     4.7     3.1     2.1
```

我们分别以 1 截面弯矩（蓝色）和 5 截面剪力（红色）为例，分别计算一下。

1 截面弯矩：

重力荷载代表值=-345.2-0.5*68.1=-379.25kN；

-379.25*0.08=-30.34 kN；与调整后的弯矩结果吻合。

jzz=-30.34/-2=15.17>10

5 截面剪力：

重力荷载代表值=108.3+0.5*21.1=118.85kN；

118.85*0.08=9.508 kN；与调整后的剪力结果吻合。

jzz=9.5/0.7=13.57>10

剪力过小时，程序也有这个保护，即为 V<1 或 Jzz>10 时，不输出 Jzz，所有内力取竖向地震作用的底线值，即 SGE* λ z

```
N-B=9 (I=2000002, J=2000005)(1)B*H(mm)=300*800
Lb=5.00(m) Cover= 20(mm) Nfb=2 Nfb_gz=2 Rcb=30.0 Fy=360 Fyv=360
砼梁 C30 框架梁 调幅梁 矩形
                                  无jzz
livec=1.000 stif=2.000 stif_w=2.000 stif_s=2.000 tf=0.850 nj=0.400
η v=1.200
                -1-     -2-     -3-     -4-     -5-     -6-     -7-     -8-     -9-
-M(kNm)        -495    -309    -139     -24       0       0       0       0       0
 N(kN)           56      53      39      29       0       0       0       0       0
LoadCase     (  8)   ( 85)   ( 12)   ( 69)   (  0)   (  0)   (  0)   (  0)   (  0)
Top Ast        2016    1282     600     600     600     600     600     600     600
% Steel        0.89    0.56    0.25    0.25    0.25    0.25    0.25    0.25    0.25

+M(kNm)           0      95     182     259     323     371     405     430     447
LoadCase     (  0)   (  0)   (  0)   (  0)   (  0)   (  0)   (  0)   (  0)   (  0)
Btm Ast         720     600     693    1005    1272    1480    1634    1745    1824
% Steel        0.30    0.25    0.31    0.44    0.56    0.65    0.72    0.77    0.80

V(kN)           306     286     258     220     173     129      92      65      47
 N(kN)           53      53      40      40      31      26      24      20      20
LoadCase     ( 85)   ( 85)   ( 85)   ( 85)   ( 85)   (  8)   ( 53)   ( 53)   ( 53)
Asv             66      59      47      34      33      33      33      33      33
Rsv            0.22    0.20    0.16    0.11    0.11    0.11    0.11    0.11    0.11
```

需要注意的是，若出现 jzz>10（即竖向地震调整过大）的情况，基本都是 Z 方向有效质量参与系数不满足所致，本工程就是由于竖向地震有效质量参与系数太小，完全没有激励起来，导致调整的过大。

```
Z向平动振型参与质量系数总计:      53.41%
```

这种情况，应该去检查一下“竖向地震”指定的构件是否合理，或者调整一下结构布置，先保证竖向地震有效质量参与系数尽量接近 90%，此时竖向地震的调整系数就不会过大。

2.2 局部模型独立求解“柱墙支撑”的底线值调整

反应谱方法（局部模型独立求解）调整竖向构件的竖向地震内力与梁构件类似：用单构件重力荷载代表值的轴力*底线值/EV 工况下的轴力进行调整，下面我们以柱举例进行说明：

	(iCase)	Shear-X	Shear-Y	Axial	Mx-Btm	My-Btm	Mx-Top	My-Top
*(	EX)	46.4	-0.0	-0.0	0.0	93.8	-0.0	-59.5
(	EX)	46.4	-0.0	-0.0	0.0	93.8	-0.0	-59.5
*(	EY)	0.0	28.4	-33.9	-54.6	0.0	40.5	-0.0
(	EY)	0.0	28.4	-33.9	-54.6	0.0	40.5	-0.0
*(	+WX)	6.3	0.0	-0.0	-0.0	12.7	0.0	-8.1
(	+WX)	6.3	0.0	-0.0	-0.0	12.7	0.0	-8.1
*(	-WX)	-6.3	-0.0	0.0	0.0	-12.7	-0.0	8.1
(	-WX)	-6.3	-0.0	0.0	0.0	-12.7	-0.0	8.1
*(	+WY)	0.0	3.9	-4.4	-7.5	-0.0	5.4	-0.0
(	+WY)	0.0	3.9	-4.4	-7.5	-0.0	5.4	-0.0
*(	-WY)	-0.0	-3.9	4.4	7.5	0.0	-5.4	0.0
(	-WY)	-0.0	-3.9	4.4	7.5	0.0	-5.4	0.0
*(	DL)	0.0	49.5	-1066.3	-40.4	0.0	122.9	-0.0
(	DL)	0.0	49.5	-1066.3	-40.4	0.0	122.9	-0.0
*(	LL)	0.0	14.3	-214.2	-16.6	0.0	30.4	-0.0
(	LL)	0.0	14.3	-214.2	-16.6	0.0	30.4	-0.0
*(	EV)	0.0	4.0	-40.1	-3.3	0.0	9.8	-0.0
(	EV)	0.0	9.3	-93.9	-7.7	0.0	23.0	-0.0

重力荷载代表值=-1066.3-0.5*214.2=-1173.4kN；

-1173.4*0.08=-93.9 kN；

jzz=-93.9/-40.1=2.34，与构件信息中的 jzz 结果吻合。

```
N-C=5   (I=2000006, J=1000006)(1)B*H(mm)=500*500
Cover= 20(mm) Cx=1.25 Cy=1.25 Lcx=3.30(m) Lcy=3.30(m) Nfc=2 Nfc_gz=3 Rcc=30.0 Fy=360 Fyv=360
砼柱 C30 矩形
livec=1.000   jzz=2.340
η mu=1.200   η vu=1.440   η md=1.200   η vd=1.440
X:  λc=3.607
Y:  λc=3.607
```

我们再以 Y 方向剪力为例，进行验算：4.0*2.34=9.3 kN，与构件信息结果吻合。

	(iCase)	Shear-X	Shear-Y	Axial	Mx-Btm	My-Btm	Mx-Top	My-Top
*(	EX)	46.4	-0.0	-0.0	0.0	93.8	-0.0	-59.5
(	EX)	46.4	-0.0	-0.0	0.0	93.8	-0.0	-59.5
*(	EY)	0.0	28.4	-33.9	-54.6	0.0	40.5	-0.0
(	EY)	0.0	28.4	-33.9	-54.6	0.0	40.5	-0.0
*(	+WX)	6.3	0.0	-0.0	-0.0	12.7	0.0	-8.1
(	+WX)	6.3	0.0	-0.0	-0.0	12.7	0.0	-8.1
*(	-WX)	-6.3	-0.0	0.0	0.0	-12.7	-0.0	8.1
(	-WX)	-6.3	-0.0	0.0	0.0	-12.7	-0.0	8.1
*(	+WY)	0.0	3.9	-4.4	-7.5	-0.0	5.4	-0.0
(	+WY)	0.0	3.9	-4.4	-7.5	-0.0	5.4	-0.0
*(	-WY)	-0.0	-3.9	4.4	7.5	0.0	-5.4	0.0
(	-WY)	-0.0	-3.9	4.4	7.5	0.0	-5.4	0.0
*(	DL)	0.0	49.5	-1066.3	-40.4	0.0	122.9	-0.0
(	DL)	0.0	49.5	-1066.3	-40.4	0.0	122.9	-0.0
*(	LL)	0.0	14.3	-214.2	-16.6	0.0	30.4	-0.0
(	LL)	0.0	14.3	-214.2	-16.6	0.0	30.4	-0.0
*(	EV)	0.0	4.0	-40.1	-3.3	0.0	9.8	-0.0
(	EV)	0.0	9.3	-93.9	-7.7	0.0	23.0	-0.0

除反应谱方法（局部模型独立求解）之外，其余三种计算竖向地震方法竖向构件的调整方式与梁完全相同，具体可以详见《一文教您梁竖向地震调整的核心要点（上）》的第 1 节，这里不再赘述。

2.3 直接按底线值计算竖向地震

局部模型独立求解时在【高级选项】—【整体指标】中勾选【竖向地震直接按底线值计算】，程序对所有构件都按照单构件的“重力荷载代表值”*“底线值”来确定竖向地震的内力。计算过程详见《一文教您梁竖向地震调整的核心要点（上）》的第 1 节，这里不再赘述。

最后我们用一个思维导图，来总结一下程序关于梁构件的竖向地震调整：



以上就是关于竖向地震调整的全部内容了，盈建科软件提供了四种竖向地震的计算方法，不同方法下关于竖向地震是否考虑底线值的调整又不尽相同。希望通过这篇文章，能够让您对软件如何调整竖向地震有更进一步的认识，也希望能帮助您根据工程的实际情况选择适合您的方式。

如果您对竖向地震的调整还有疑问，欢迎联系我们。

第 5 节 性能设计与性能包络设计结果不一致？

性能设计与性能包络设计结果不一致？这个问题是否也困扰过你呢，为什么【性能包络设计模型】下的“中震不屈服”子模型，与仅考虑【性能设计】的“中震不屈服”结果相差较大呢？是软件的原因，还是参数没有设置正确？今天我们就通过一个经典的用户案例，来解答大家心中的疑惑。



用户案例：

您好，此工程位于 7 度区 0.10g，第三组，场地类别 II 类，乙类建筑。采用 YJK4.1.1 版本进行性能设计。模型 1 和模型 2 建模完全相同，其中：

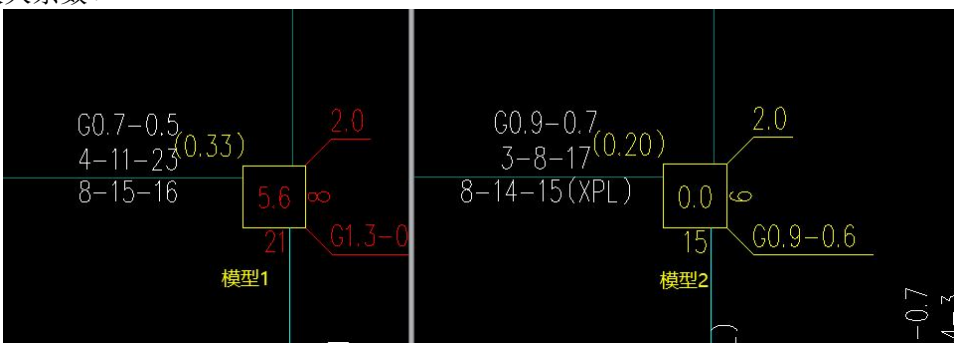
“模型 1”为小震与中震的性能包络设计模型，其中柱子为中震斜截面弹性、正截面不屈服，抗震等级为二级；



“模型 2”为仅考虑中震的性能设计模型，其中柱子为中震斜截面弹性、正截面不屈服，抗震等级改为四级。



我的疑问是：性能设计不需考虑与抗震等级有关的增大系数，保险起见我将模型 2 的抗震等级改为四级。但是计算结果“模型 1”与“模型 2”的纵筋和箍筋结果都相差很多，尤其是节点核心区，软件是不是考虑了额外的放大系数？



案例分析：

1、性能包络设计中“不屈服”与“弹性”未正确设置

首先，给大家交代一下软件的逻辑：勾选“按照抗规方法进行性能包络设计”之后，中震设计信息中的“不屈服”和“弹性”才会激活，勾选“不屈服”和“弹性”代表程序会增加两个子模型：即“中震不屈服子模型”以及“中震弹性子模型”。



这里对老版本的使用理解有一个误区，在 5.0 之前的版本不是同时勾选了“不屈服”和“弹性”就代表了柱截面就是按照“正截面不屈服”、“斜截面弹性”进行包络的，还需要对构件进行指定如何包络（如不指定，程序会按照默认原则执行）。

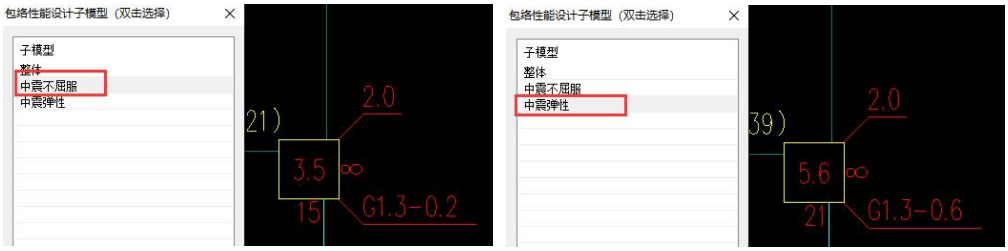
由于用户使用的是 4.0 系列软件，如果不在前处理中进行性能设计的指定：中震“正截面不屈服”、中震“斜截面弹性”，则默认按照“正截面弹性”、“斜截面弹性”进行包络。



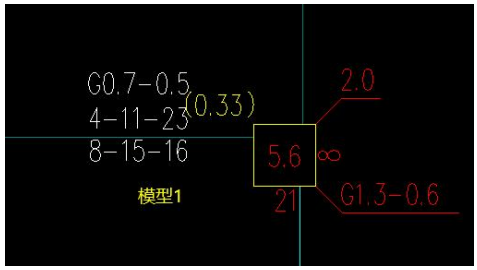
为了减少这部分工作量， 5.0 及以后的版本进行了改进，增加了默认值的设置：即在参数页面即可定义正截面与斜截面包络的默认值。



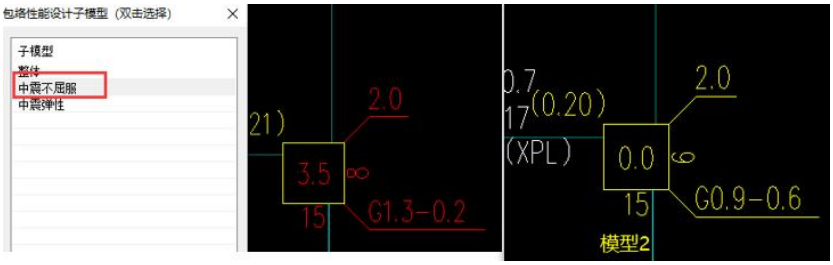
回到这个项目，我们查看两个子模型的设计结果。



很明显目前是按照正截面弹性、斜截面弹性进行包络的（下图为模型 1 包络之后的结果，纵筋和箍筋均取“中震弹性子模型”）。



即使改为“正截面不屈服”、“斜截面弹性”进行包络，“中震不屈服子模型”的结果与“模型 2”中震不屈服模型的结果仍然还有差距，我们继续分析：



2、抗震等级

没有必要因为担心程序多乘调整系数而改抗震等级，从下面的构件信息可以看出：不论是抗震等级是二级还是四级，墙柱弱梁、强剪弱弯的调整系数都是 1。抗震等级修改之后，构造配筋率 Rsv 反而变小了，构造的东西改变了。我还遇到这样的情况，用户为了对比，将梁构件的抗震等级改为五级（即非抗震），此时地震工况在设计阶段都会被过滤掉，计算结果差异就更大了。

```
zps --- 装配式结构中竖向构件地震内力放大系数
zpseam --- 预制构件接缝验算时的受剪承载力增大系数
ηmu, ηvu, ηmd, ηvd --- 柱、墙顶、底的强柱弱梁、强剪弱弯调整系数
Ω --- 性能系数
Ωmin --- 耗能构件性能系数最小值
βc --- 性能系数的调整系数
----------------------------------------------------------------
N-C=11  (I=3000018, J=2000018)(1)B*H(mm)=500*500
Cover= 20(mm) Cx=1.25 Cy=1.25 Lcx=3.80(m) Lcy=3.80(m) Nfc=2 Nfc_gz=2 Rcc=30.0 Fy=400 Fyv=400
砼柱 C30 矩形 正截面不屈服 斜截面不屈服
livec=1.000
ηmu=1.000   ηvu=1.000   ηmd=1.000   ηvd=1.000                模型1
λc=4.153
( 30)Nu=   -1058.3  Uc= 0.21  Rs= 1.42(%)  Rsv= 0.60(%)  Asc=   201
( 29)N=    -667.5 Mx=     365.5 My=     -54.8 Asxt=      1448 Asxt0=      1448
( 27)N=    -944.6 Mx=      78.2 My=    -237.0 Asyt=       732 Asyt0=       387
( 29)N=    -667.5 Mx=    -335.0 My=      39.9 Asxb=      1264 Asxb0=      1264
( 27)N=    -944.6 Mx=     -67.8 My=     214.6 Asyb=       732 Asyb0=       252
( 29)N=    -667.5 Vx=      25.0 Vy=     184.7 Ts=      -3.3 Asvx=       131 Asvx0=        16
( 29)N=    -667.5 Vx=      25.0 Vy=     184.7 Ts=      -3.3 Asvy=       131 Asvy0=        16
节点核芯区设计结果：
( 27) N=    -663.3  Vjx=     560.2  Asvjx=       109  Asvjxcal=        80
( 29) N=    -513.0  Vjy=    1084.7  Asvjy=       347  Asvjycal=       347
**(组合号:29) 节点核芯区截面不满足抗剪要求 Vjy=1084.7>1/γre*0.30*1.00*βc*fc*bj*hj=1053.4          《砼规范》11.6.3
----------------------------------------------------------------
N-C=11  (I=3000018, J=2000018)(1)B*H(mm)=500*500
Cover= 20(mm) Cx=1.25 Cy=1.25 Lcx=3.80(m) Lcy=3.80(m) Nfc=4 Nfc_gz=4 Rcc=30.0 Fy=400 Fyv=360
砼柱 C30 矩形 正截面不屈服 斜截面弹性
livec=1.000
ηmu=1.000   ηvu=1.000   ηmd=1.000   ηvd=1.000                模型2
λc=4.153
(  6)Nu=   -1028.0  Uc= 0.20  Rs= 1.32(%)  Rsv= 0.40(%)  Asc=   201
(  5)N=    -674.1 Mx=     366.9 My=     -34.5 Asxt=      1449 Asxt0=      1449
(  3)N=    -901.1 Mx=      64.1 My=    -262.2 Asyt=       607 Asyt0=       575
(  5)N=    -674.1 Mx=    -338.8 My=      40.3 Asxb=      1280 Asxb0=      1280
(  3)N=    -901.1 Mx=     -56.5 My=     241.7 Asyb=       607 Asyb0=       451
(  9)N=    -603.3 Vx=      30.3 Vy=     254.8 Ts=      -6.8 Asvx=        87 Asvx0=        60
(  9)N=    -603.3 Vx=      30.3 Vy=     254.8 Ts=      -6.8 Asvy=        87 Asvy0=        60

抗剪承载力: CB_XF=    187.85  CB_YF=    289.90
```

3、中梁刚度放大系数

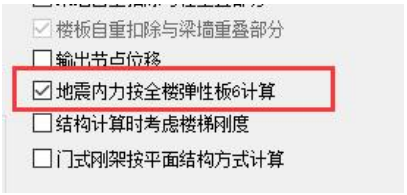
在“按照抗规方式进行性能包络设计”菜单下，有单独的中梁刚度放大系数。即“中震不屈服子模型”、“中震弹性子模型”的中梁刚度放大系数统一按照 1.5 执行。



而“模型 2”的中梁刚度放大系数是按照《混规》5.2.4 取值的。因此要做对比的话，需要将模型 2 的中梁刚度放大系数改为 1.5。



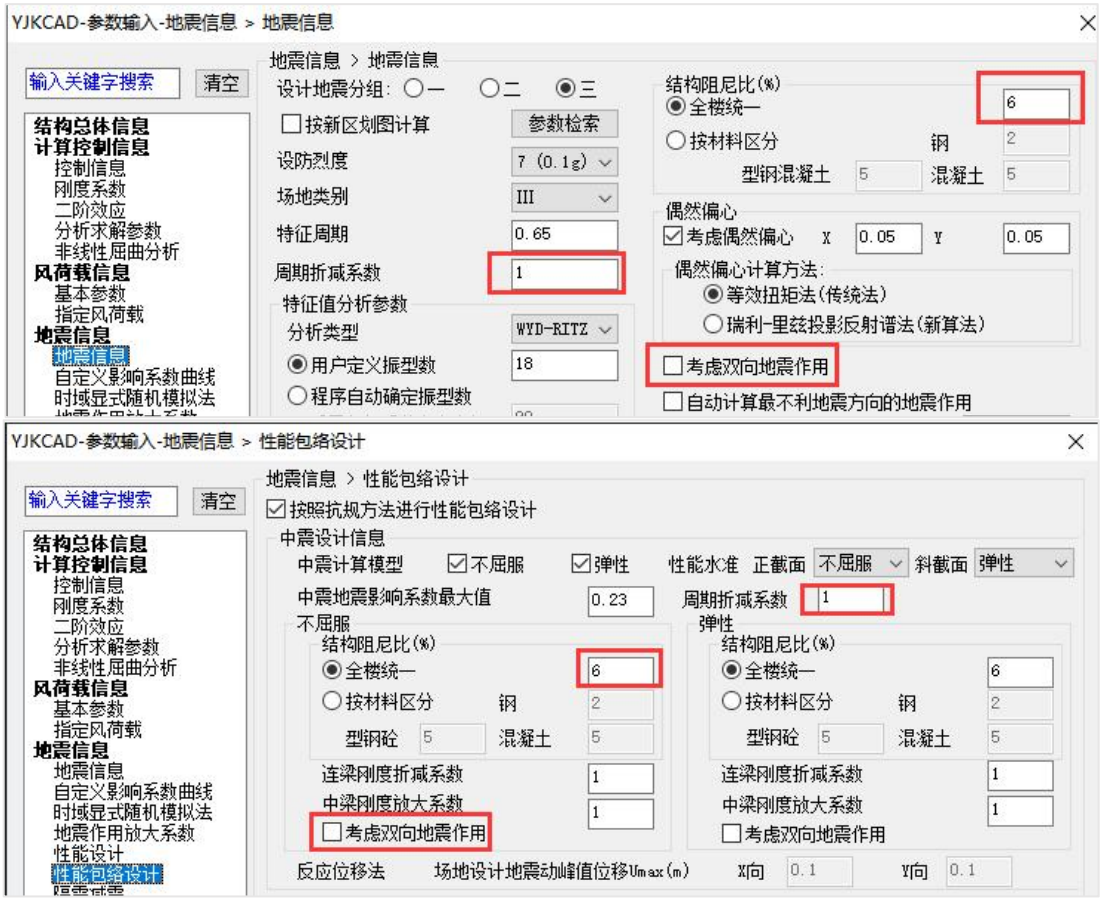
4、地震内力按全楼弹性板 6



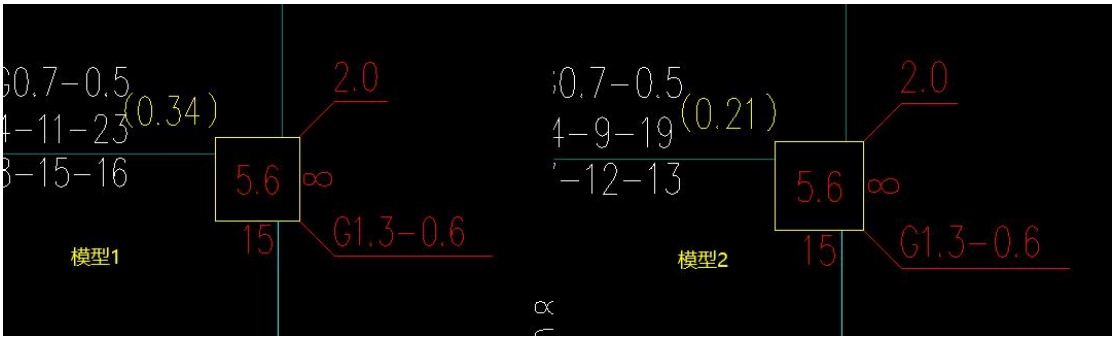
“模型 1”和“模型 2”均设置了【地震内力按全楼弹性板 6】该功能需要产生子模型，为了避免子模型之间的冲突，程序的原则是不能在子模型下再次生成子模型，即“中震不屈服子模型”、“中震弹性子模型”是不能考虑【地震内力按全楼弹性板 6 的，而“模型 2”却可以。地震内力是否按照弹性板 6 计算，对于设计结果影响还是挺大的，因此对比时需要取消该选项的勾选。

5、其他常见差异

在做对比分析的时候还有几个参数用户也经常容易遗漏：“阻尼比”、“周期折减系数”、“是否考虑双向地震”。有时候两个模型的这三个参数设置不同也会导致计算结果的差异。这三个问题在该用户的项目并未出现。



将上面提到的 4 个差异改为一致，再计算，结果就完全一致了。



通过经典用户案例可以看出，只要参数定义为一致的情况下，性能设计与性能包络设计的结果是完全相同的，结果上的差异往往是参数设置不同造成的。以上就是本文的全部内容了，希望阅读之后能对您有所帮助。

第 6 节 影响边缘构件类型判断的参数

“底部加强区的剪力墙轴压比大于 0.3，为什么不生成约束边缘构件？”——这是某次项目内审时，结构负责人抛出的疑问。类似场景经常出现：模型已计算完，施工图却卡在边缘构件类型判定。问题的根源并非软件计算有误，而是隐藏在选项与参数背后的“默认规则”未能被充分理解。本文以 YJK 软件为例，逐条分析影响边缘构件类型的关键参数，助您定位“异常结果”的真正原因。

底部加强区和约束边缘构件层范围规范要求：

1. 底部加强区

《高规》第 7.1.4 条：“抗震设计时，剪力墙底部加强部位的范围，应符合下列规定：

1 底部加强部位的高度，应从地下室顶板算起；

2 底部加强部位的高度可取底部两层和墙体总高度的 1/10 二者的较大值，部分框支剪力墙结构底部加强部位的高度应符合本规程第 10.2.2 条的规定；

3 当结构计算嵌固端位于地下一层底板或以下时，底部加强部位宜延伸到计算嵌固端。”

《高规》第 10.2.2 条：“ 带转换层的高层建筑结构，其剪力墙底部加强部位的高度应从地下室顶板算起，宜取至转换层以上两层且不宜小于房屋高度的 1/10。”

《抗震标准》第 6.1.10 条：“抗震墙底部加强部位的范围，应符合下列规定:

1 底部加强部位的高度，应从地下室顶板算起。

2 部分框支抗震墙结构的抗震墙，其底部加强部位的高度，可取框支层加框支层以上两层的高度及落地抗震墙总高度的 1/10 二者的较大值。其它结构的抗震墙，房屋高度大于 24 m 时，底部加强部位的高度可取底部两层和墙体总高度的 1/10 二者的较大值；房屋高度不大于 24 m 时，底部加强部位可取底部一层。

3 当结构计算嵌固端位于地下一层的底板或以下时，底部加强部位尚宜向下延伸到计算嵌固端。”

《抗震标准》第 6.1.10 条文说明：“有裙房时，按本规范 6.1.3 条的要求，主楼与裙房顶对应的相邻上下层需要加强。此时，加强部位的高度也可以延伸至裙房以上一层。”

2. 约束边缘构件层

《高规》第 7.2.14 条：“剪力墙两端和洞口两侧应设置边缘构件，并应符合下列规定：

1 一、二、三级剪力墙底层墙肢底截面的轴压比大于表 7.2.14 的规定值时，以及部分框支剪力墙结构的剪力墙，应在底部加强部位及相邻的上一层设置约束边缘构件，……

表 7.2.14 剪力墙可不设约束边缘构件的最大轴压比

等级或烈度	一级（9 度）	一级（6、7、8 度）	二、三级
轴压比	0.1	0.2	0.3

2 除本条第 1 款所列部位外，剪力墙应按本规程第 7.2.16 条设置构造边缘构件；

3 B 级高度高层建筑的剪力墙，宜在约束边缘构件层与构造边缘构件层之间设置 1～2 层过渡层，过渡层边缘构件的箍筋配置要求可低于约束边缘构件的要求，但应高于构造边缘构件的要求。”

《高规》第 9.2.2-2 条：“底部加强部位角部墙体约束边缘构件沿墙肢的长度宜取墙肢截面高度的 1/4，……”

《高规》第 9.2.2-3 条：“底部加强部位以上角部墙体宜按本规程 7.2.15 条的规定设置约束边缘构件。”

《高规》第 10.2.20 条：“部分框支剪力墙结构的剪力墙底部加强部位，墙体两端宜设置翼墙或端柱，抗震设计时尚应按本规程第 7.2.15 条的规定设置约束边缘构件。”

《高规》第 10.3.3-3 条：“加强层及其相邻层核心筒剪力墙应设置约束边缘构件。”

《高规》第 10.6.3-3 条：“塔楼中与裙房相连的外围柱、剪力墙，从固定端至裙房屋面上一层的高度范围内，柱纵向钢筋的最小配筋率宜适当提高，剪力墙宜按本规程第 7.2.15 条的规定设置约束边缘构件，……”

《抗震标准》第 6.4.5 条：“抗震墙两端和洞口两侧应设置边缘构件，边缘构件包括暗柱、端柱和翼墙，并应符合下列要求：

1 对于抗震墙结构，底层墙肢底截面的轴压比不大于表 6.4.5-1 规定的一、二、三级抗震墙及四级抗震墙，墙肢两端可设置构造边缘构件，……

2 底层墙肢底截面的轴压比大于表 6.4.5-1 规定的一、二、三级抗震墙，以及部分框支结构的抗震墙，应在底部加强部位及相邻的上一层设置约束边缘构件，在以上的其他部位可设置构造边缘构件。”

表 6.4.5-1 抗震墙设置构造边缘构件的最大轴压比

抗震等级或烈度	一级（9 度）	一级（7、8 度）	二、三级
轴压比	0.1	0.2	0.3

《抗震标准》第 6.7.2-2 条：“框架-核心筒结构一、二级筒体角部的边缘构件宜按下列要求加强：底部加强部位，约束边缘构件范围内宜全部采用箍筋，且约束边缘构件沿墙肢的长度宜取墙肢截面高度的 1/4，底部加强部位以上的全高范围内宜按转角墙的要求设置约束边缘构件。”

《混规》第 11.7.17 条：“剪力墙两端及洞口两侧应设置边缘构件，并宜符合下列要求：

1 一、二、三级抗震等级剪力墙，在重力荷载代表值作用下，当墙肢底截面轴压比大于表 11.7.17 规定时，其底部加强部位及其以上一层墙肢应按本规范第 11.7.18 条的规定设置约束边缘构件；当墙肢轴压比不大于表 11.7.17 规定时，可按本规范第 11.7.19 条的规定设置构造边缘构件；

2 部分框支剪力墙结构中，一、二、三级抗震等级落地剪力墙的底部加强部位及以上一层的墙肢两端，宜设置翼墙或端柱，并应按本规范第 11.7.18 条的规定设置约束边缘构件；不落地的剪力墙，应在底部加强部位及以上一层剪力墙的墙肢两端设置约束边缘构件；

3 一、二、三级抗震等级的剪力墙的一般部位剪力墙以及四级抗震等级剪力墙，应按本规范第 11.7.19 条设置构造边缘构件；

4 对框架-核心筒结构，一、二、三级抗震等级的核心筒角部墙体的边缘构件尚应按下列要求加强：底部加强部位墙肢约束边缘构件的长度宜取墙肢截面高度的 1/4，且约束边缘构件范围内宜全部采用箍筋；底部加强部位以上宜按本规范图 11.7.18 的要求设置约束边缘构件。”

表 11.7.17 剪力墙设置构造边缘构件的最大轴压比

抗震等级(设防烈度)	一级(9 度)	一级(7、8 度)	二级、三级
轴压比	0.1	0.2	0.3

《混凝土通规》第 4.4.14 条：“与连接体相连的剪力墙在连接体高度范围及其上、下层应设置约束边缘构件。”

底部加强区和约束边缘构件层范围软件处理：

1. 底部加强区

YJK 软件按照规范的相关规定，并根据建筑总高度、地下室层数、嵌固端所在层号、转换层所在层号、裙房层数等自动确定剪力墙底部加强区的层数。具体规则如下：

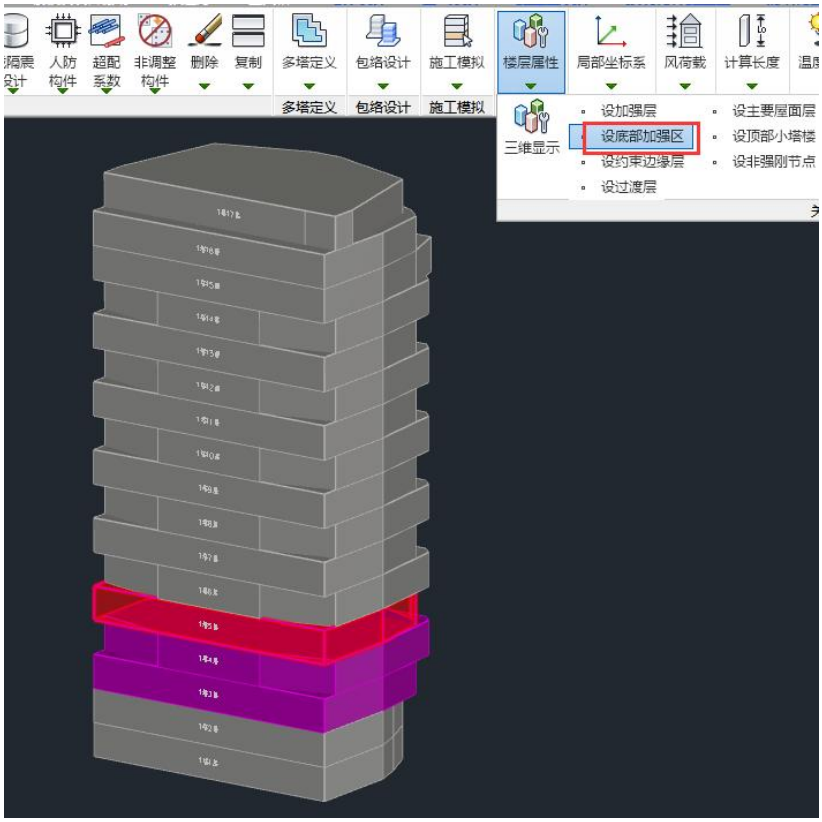
1) 扣除地下室高度后的总高度的 1/10；
2) 高度>24m 时不小于底部 2 层，否则取 1 层；
3) 有转换层时，取不小于转换层所在层号+2；
4) 有裙房时，取不小于裙房层数+1；
5) 底部加强区起算位置为地下室顶板；
6) 当结构嵌固位置不在地下一层顶时，自动延伸到嵌固层底。

其中，地下室层数、嵌固端所在层号、转换层所在层号、裙房层数可以在前处理及计算->计算参数->结构总体信息中设置，如图一所示。



图一

YJK 软件自动确定的底部加强区楼层范围可以在前处理及计算->楼层属性中查看，并且软件支持手动补充指定底部加强区楼层，如图二所示：



图二

2. 约束边缘构件层

根据前述相关规范要求，需要设置约束边缘构件的剪力墙主要包含以下几种情况:

1) 底部加强部位及相邻的上一层；
2) 加强层及其相邻层核心筒剪力墙；
3) 核心筒角部墙体；
4) 塔楼中与裙房相连的剪力墙；
5) 与连接体相连的剪力墙。

目前，YJK 软件能够自动判断约束边缘构件楼层的有以下三种：

1) 底部加强区及底部加强区的上边一层；
2) 加强层及加强层的相邻层；
3) 有地下室结构的地下一层。

同样，由 YJK 软件自动确定的约束边缘构件楼层范围也可以在前处理及计算->楼层属性中查看，如图三所示：



图三

对于塔楼中与裙房相连的剪力墙、与连接体相连的剪力墙，程序尚未实现自动判断约束边缘构件楼层，如果工程需要，可以在前处理及计算->楼层属性执行设置约束边缘层后手动补充指定。

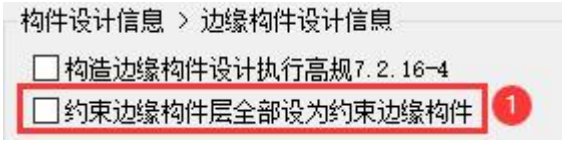
对于核心筒角部墙体，程序提供了相应的手动指定菜单，可见下文详述。

影响边缘构件类型判断的参数

一般情况，对于约束边缘构件层，YJK 软件根据用户设置的结构体系判断墙肢是设置约束边缘构件还是构造边缘构件。如果是部分框支剪力墙结构、加强层或其相邻层剪力墙，则不按轴压比判断，也不区分是否是核心筒剪力墙，直接设置为约束边缘构件；对于其它结构需根据墙肢轴压比是否大于规范规定的限值来确定边缘构件类型。

软件提供了一些参数用于边缘构件类型判断，主要如下：

1. 【约束边缘构件层全部设为约束边缘构件】

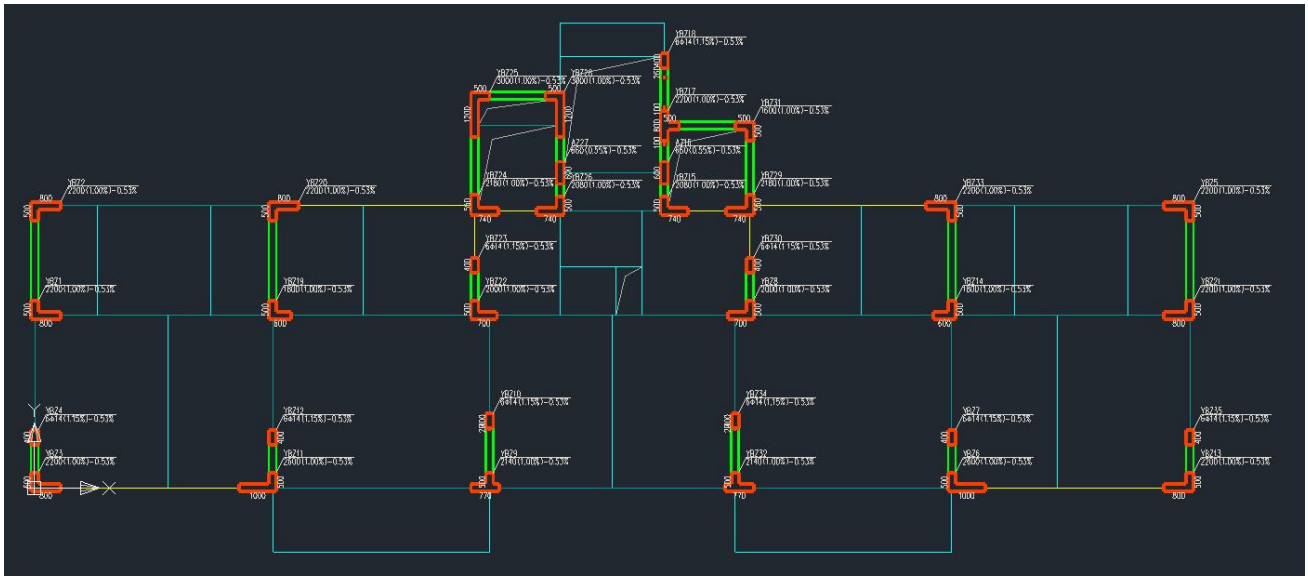


图四

此选项设置在前处理及计算->计算参数->构件设计信息->边缘构件设计信息中，默认不勾选。

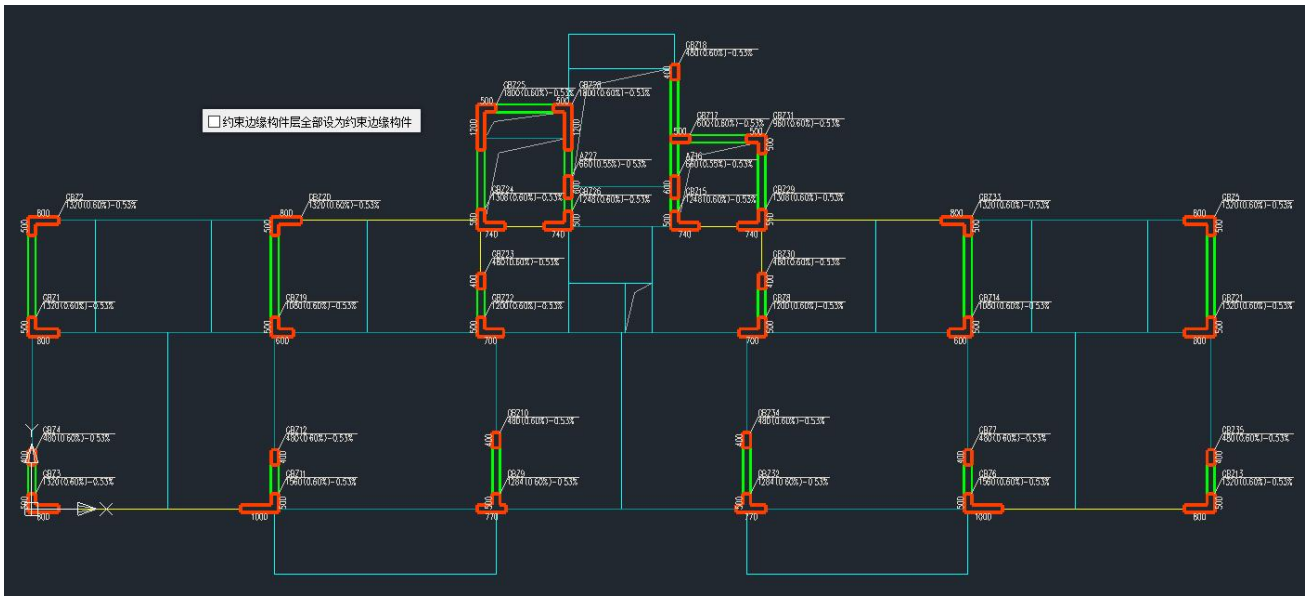
如果勾选此选项，则所有在约束边缘构件层的边缘构件均按约束边缘构件处理，不再根据墙肢轴压比判断。

案例一：图五所示的工程结构体系为剪力墙结构，四级抗震，底部加强区计算结果显示约束边缘构件，与实际不符。



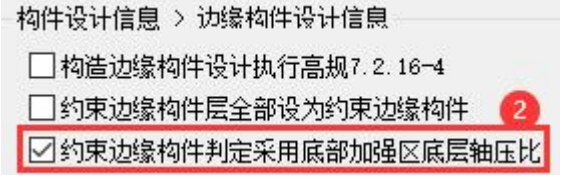
图五

工程分析：查看模型计算参数设置的结构体系确实是剪力墙结构，根据规范要求，剪力墙抗震等级是四级时，仅需设置构造边缘构件。进一步查找原因，发现用户设置了【约束边缘构件层全部设为约束边缘构件】，将该选项取消勾选后，再次计算并查看设计结果，边缘构件类型显示为整层均为构造边缘构件（见图六），符合预期。



图六

2. 【约束边缘构件判定采用底部加强区底层轴压比】



图七

此选项设置在前处理及计算->计算参数->构件设计信息->边缘构件设计信息中，默认勾选。

根据《高规》第 7.2.14 条规定，判断是否需要设置约束边缘构件依据底部加强区底层墙肢底截面的轴压比。一般情况下，底层底截面就是轴压比最大的位置，规范说法便于实施。

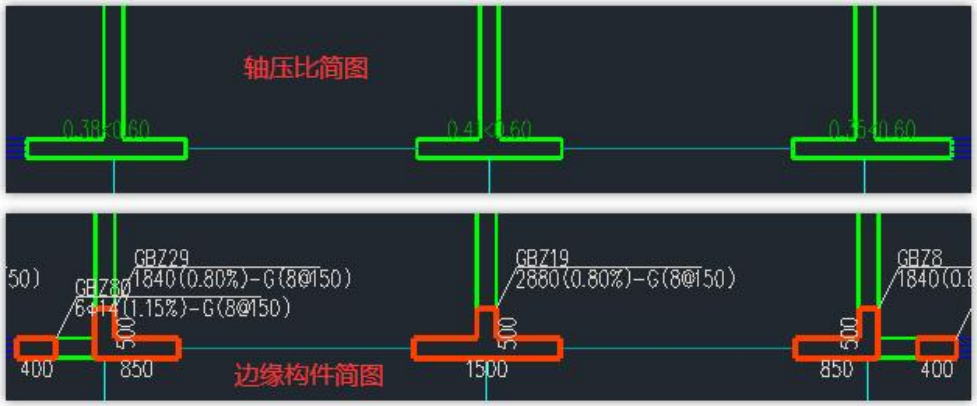
然而有工程师认为应该取整个底部加强区范围内最大的轴压比作为判断依据。特殊情况下，如底部加强区范围内截面厚度有变化等，会存在底层底截面墙肢轴压比并非是底部加强区范围内最大值。如果认为按底部加强区范围内最大轴压比判断更偏安全，则可取消勾选此选项，此时程序按照底部加强区范围内最大轴压比判断边缘构件类型。

对于底层轴压比的“底层”定义，软件中与嵌固端所在层号相关，需要了解的话，详情可查看：

https://mp.weixin.qq.com/s?__biz=MzA3MjExNzg4MA==&mid=2652647321&idx=2&sn=6b7c837925a216fe93682792bbf24542&chksm=84cbb48eb3bc3d985699b03160e2b4fc3410ebc7a418e3d921f854a950fefdfdced05790a8cc&scene=178&cur_album_id=1984406870232498183&search_click_id=#rd

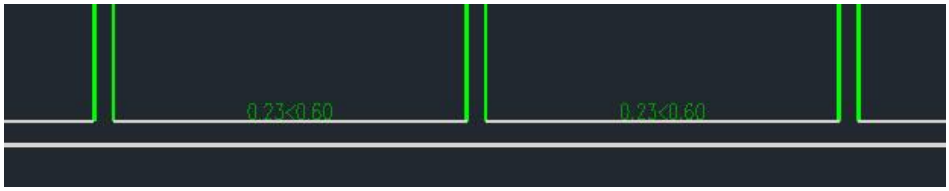
案例二：底部加强区剪力墙轴压比大于 0.3，为什么不生成约束边缘构件？

工程分析：用户有疑问的位置在第 3 自然层，即地上一层。查看该处轴压比明显大于规范要求设置约束边缘构件的限值，如图八所示。



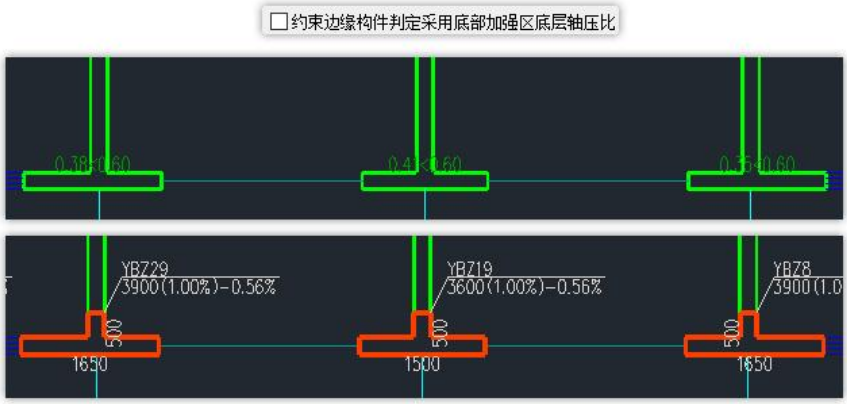
图八

查看模型计算参数设置的结构体系是剪力墙结构，剪力墙抗震等级 2 级，2 层地下室，嵌固所在层号为 0，即嵌固在基础顶。根据规范要求及程序规则，第 1~4 层应是底部加强区，第 1~5 层当轴压比大于 0.3 时应设置约束边缘构件。进一步查找原因，发现用户设置了【约束边缘构件判定采用底部加强区底层轴压比】，那么，此时的底层是指嵌固端层号+1，即第 1 自然层，查看第 1 层此位置的轴压比均小于 0.3（见图九），所以判断为构造边缘构件是正常的。



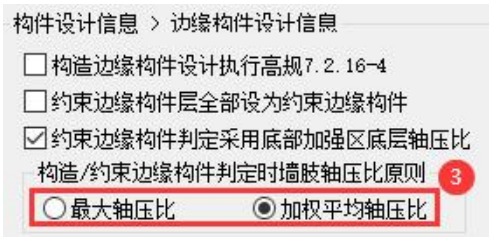
图九

如果需要按底部加强区的轴压比最大值判断，需要将该取消勾选【约束边缘构件判定采用底部加强区底层轴压比】再次计算和设计，图十所示为取消该项后的设计结果。



图十

3. 【构造/约束边缘构件判定时墙肢轴压比原则】



图十一

此选项设置在前处理及计算->计算参数->构件设计信息->边缘构件设计信息中，YJK 软件提供了两种选择方式：【加权平均轴压比】和【最大轴压比】，默认选择【加权平均轴压比】。

软件提供了两种轴压比简图查看方式，具体解释可以查看 F1 帮助（如图十二）。YJK 软件在边缘构件类型判断时需要用到墙肢轴压比，默认是墙组合轴压比。

四、轴压比简图

轴压比简图用来查看柱、墙轴压比计算结果及超限检查结果，对于墙柱采用组合轴压比验算是否超限，如果不符合组合轴压比计算条件，则采用单个墙柱轴压比验算是否超限。

墙组合轴压比计算时翼墙长度默认取6倍翼墙厚度，该值可以在“计算参数”-“高级选项”-“墙”中进行修改。墙组合轴压比主要用于以下方面：（1）判断墙柱轴压比是否超限；（2）确定底部加强部位的边缘构件类型（约束或构造边缘构件）。

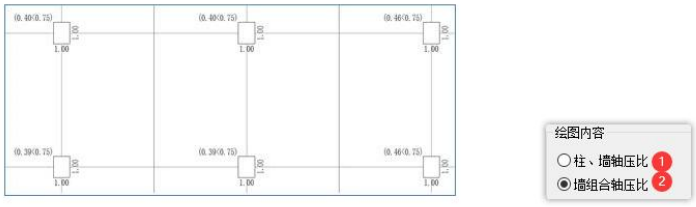


图3.2.25 柱轴压比简图

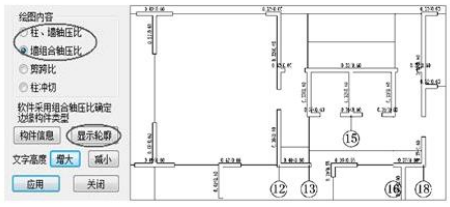


图3.2.26 墙组合轴压比简图

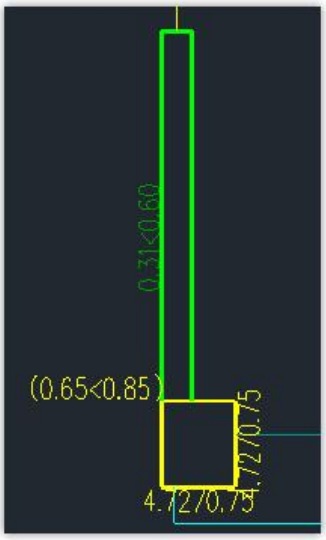
右侧菜单中的“显示轮廓”可用来查看墙的组合轴压比计算时选用的组合墙的状况，鼠标停靠在某一墙柱时，该墙柱自动加亮，与该墙柱相连的其它墙的局部翼缘也同时加亮，加亮的翼墙长度为高级选项中所设置，但不超过腹墙长度的一半。软件将按照所有加亮部分的面积和轴力计算出的轴压比作为该墙柱的轴压比。

图十二

需要注意的是： YJK 软件在判断边缘构件类型时使用的墙肢轴压比，并不是直接采用前述简图中的墙组合轴压比，而是考虑了各个墙肢的加权平均轴压比后的结果，因此无法直接与设计结果下的各墙肢的轴压比进行比较，设计结果中轴压比仅可用于参考。

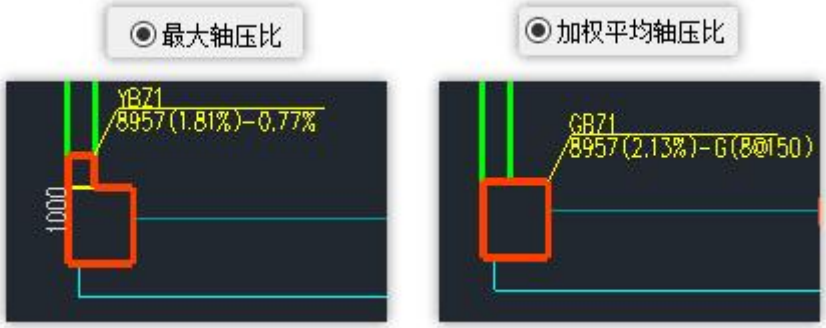
这个轴压比数值不直观并且不便于复核，从 YJK 软件 7.1 版本开始，软件增加了控制轴压比取值方式的原则，由设计人员根据设计经验自行确定。具体选择哪一项，会影响边缘构件类型的判断。

如图十三所示的工程，框架剪力墙结构，剪力墙抗震等级是 2 级，底部加强区，轴压比简图中显示墙轴压比在判断边缘构件类型的限值 0.3 附近，墙端设有端柱。



图十三

这种情况下就有可能会出现：采用【最大轴压比】是约束边缘构件，但采用【加权平均轴压比】是构造边缘构件，如图十四所示。



图十四

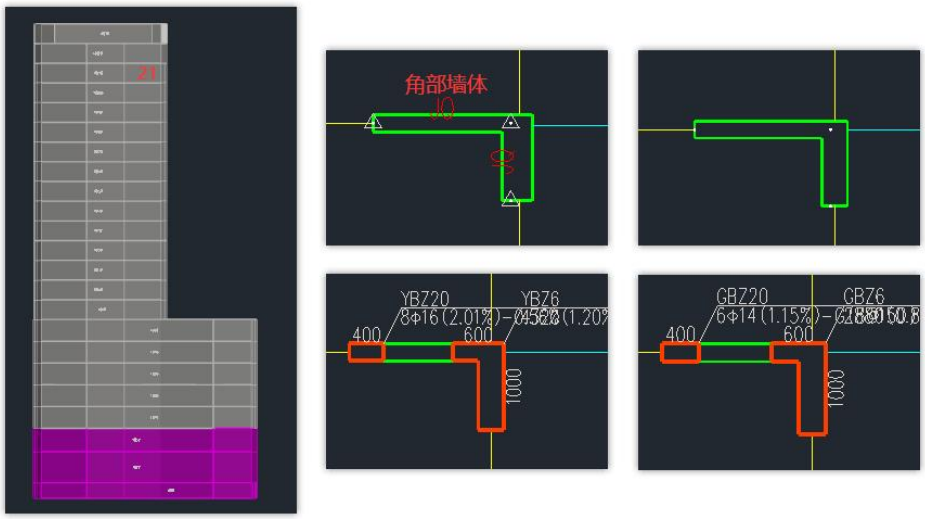
4. 【特殊墙】——【角部墙体】



图十五

此项设置在前处理及计算->特殊墙->角部墙体中，是 YJK 软件针对《高规》9.2.2 条设置的菜单，对被指定为“角部墙体”的墙，在上部结构计算和施工图模块均自动执行《高规》9.2.2 条的要求。

如图十六所示工程，框架-核心筒结构，剪力墙抗震等级为 1 级，第 21 层是其他部位，当指定核心筒转角位置的墙为角部墙体（JQ）时，程序设置的是约束边缘构件；反之，不进行指定，程序按构造边缘构件设置。



图十六

本文详细介绍了边缘构件类型判断的相关参数，不同的参数设置会影响边缘构件类型的判断，希望设计师们熟悉掌握软件的判断规则及相关参数。

第 7 节 盈建科楼板计算方法解析

在建筑结构设计中，楼板作为重要的水平承重构件，其计算方法的选择直接关系到结构的安全性、经济性以及设计效率。盈建科软件可提供多种楼板计算方法，每种方法都有其独特的适用场景和优势。今天，我们来探讨盈建科楼板计算方法的选择之道，揭开其神秘的面纱，为您的结构设计工作提供有力的支持。



手册算法：

（一）计算依据与原理

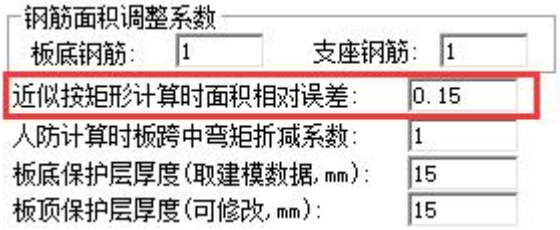
手册算法，作为一种经典的楼板计算方法，其依据是《建筑结构静力计算手册》中的弹性薄板理论。这一理论将楼板视为理想化的弹性薄板，基于一系列的假定和简化，通过查表来确定板的内力，进而利用规范公式计算配筋。它就像是为楼板计算打造的一把基础“钥匙”，在一定条件下能够快速得出计算结果，为工程师提供初步的设计参考。

（二）适用场景

在实际工程中，手册算法适用于多种规则板的情况。

1，规则矩形板，如常见的教室、办公室楼板，其形状规整，受力较为简单，边界条件明确，能很好地满足弹性薄板理论的应用条件，手册算法能够很好地发挥作用；

2，能够等效为矩形的非矩形板，也可以采用这种算法；程序提供参数用于控制等效相对误差，如图一所示，具体用法见往期技术周刊。



图一

3，当板的长宽比大于 3 时，这类单向板受力主要沿短边传递，手册算法同样适用，如走廊楼板就是典型的例子；

4，此外，叠合板、压型钢板等组合楼板在符合一定条件时，也能采用手册算法进行计算。

（三）特点分析

手册算法的最大优势在于计算简便，易于理解和操作。它基于成熟的理论公式，计算过程相对直接，不需要复杂的数值计算和迭代过程，能够快速得出计算结果，节省设计时间，大大提高了工作效率。然而，它也存在一定的局限性。由于该算法基于理想化的模型，在计算过程中没有考虑相邻板块之间的相互影响 ，对于一些复杂的实际工程情况，可能无法准确反映楼板的真实受力状态，导致计算结果与实际情况存在偏差。

塑性算法：

（一）计算依据与原理

塑性算法基于《建筑结构静力计算手册》（1974 版）中的极限平衡法，该方法假定板在极限荷载作用下发生破坏时，在板底或板面的裂缝形成塑性铰线体系，且塑性铰线沿板的周边、在四角及板中部把整块

板划分成四块梯形或三角形的小节板，通过对这些小节板进行受力分析，采用极限平衡原理来计算板的内力。与手册算法的弹性理论不同，它充分考虑了材料的塑性变形。与手册算法相比，它就像是一位“精打细算的管家”，充分挖掘材料的潜力，使结构设计更加经济合理 。

（二）适用场景

塑性算法主要适用于长宽比≤2 的矩形双向板，如正方形会议室楼板。在这种情况下，双向板的两个方向都承受显著的荷载，呈现出双向受力的特性，在荷载作用下，两个方向的弯矩都不可忽略。例如，正方形会议室楼板，其受力状态较为复杂，塑性算法能够更准确地反映其实际受力情况，为设计提供可靠的依据 。

（三）特点分析

塑性算法的显著特点是考虑了材料的塑性变形，使得计算结果更具经济性。它能够在保证结构安全的前提下，合理减少配筋量，降低工程造价 。然而，它的适用范围相对较窄，只适用于特定条件下的双向板，对于其他类型的楼板或结构，无法发挥其优势。

（四）注意事项

即使勾选了塑性算法，长宽比>2 或板型不规则，程序自动切换为弹性算法。这是因为当长宽比过大或板型不规则时，结构的受力特性发生变化，塑性算法的假定不再适用，采用弹性算法能更合理地计算结构的内力和变形。

有限元方法：

（一）程序逻辑

程序会自动划分单元，将楼板离散为众多小单元，通过对每个单元的力学分析，精准计算楼板内力，有效解决复杂结构的力学计算难题。

（二）适用场景

1，对于异形板，如 L 形、圆形、多边形楼板，手册算法和塑性算法往往难以准确计算，而有限元法能够通过灵活的单元划分，精确地模拟异形板的复杂形状和受力情况，从而准确计算内力，为设计提供可靠依据。例如在一些具有独特设计的建筑中，如体育馆、展览馆等，经常会出现异形楼板，有限元方法能够为这些复杂结构的设计提供可靠的计算依据。

2，在同一侧边界条件不唯一的情况下，比如部分固定、部分简支的楼板，有限元方法也能充分发挥其优势。它能够考虑到不同边界条件对楼板内力的影响，通过精确的数值计算，得出准确的结果。

3，对于布置有板间荷载，如设备集中荷载、隔墙线荷载的楼板，有限元方法同样适用。这些荷载的存在会使楼板的受力变得复杂，有限元法能够准确模拟荷载的分布和传递，分析其对楼板内力的影响，确保结构在复杂荷载作用下的安全性。

4，定义了加腋的板，也就是梁与板连接处加厚的构造，在实际工程中也较为常见。有限元方法能够细

致模拟加腋板的特殊构造和受力特点，为设计提供精确的内力分析结果。

5，有虚梁参与形成的板块及有自由边支座的板块，程序也自动调用有限元方法计算该块板。

注意：除了异形板，对同一侧边界条件不唯一的情况，程序也提供参数控制该种情况按相同边界处理（见图二），以便规则楼板能够采用手册算法，其他几种情况则不能控制。



图二

（三）核心优势

1，相邻板块协调计算

程序将把全层的所有设置了有限元算法的板块都按照有限元方法计算。有限元法能够解决大小跨连续板的弯矩不平衡问题。例如主楼与裙房连接处，可能出现主楼板块跨度小、裙房板块跨度大的情况。不同跨度的楼板在连接处弯矩往往难以平衡，有限元方法通过对相邻板块的相互作用和变形协调，使计算结果更符合实际受力情况，提高结构设计的合理性。

2，考虑梁弹性变形

有限元方算法还能考虑梁弹性变形。在计算时，勾选相关选项后（如图三中①），它能够计入梁的实际刚度，并且在梁的跨中节点不设置竖向支座，这样就更真实地反映了梁与楼板之间的相互作用，提高了结构计算的准确性 。



图三

3，考虑竖向构件刚度贡献

楼板有限元计算时，程序默认的计算模型仅为楼板模型，不包含任何竖向构件。勾选相关选项（如图三中②），有限元方法能够在计算模型中增加柱、剪力墙、斜撑对楼板的刚度，为整体结构的分析和设计提供了更全面的依据。

4，考虑梁上附加荷载

楼板有限元计算时，不仅可以考虑梁的刚度影响，同时也可以考虑梁上附加荷载的影响。选中此选项（如图三中③），有限元方法还可以能够直接计算梁上墙体自重、设备荷载对板的影响，全面考虑各种荷载因素，使结构分析更加完善，确保结构在实际使用过程中的安全性和可靠性。

5，板优化设计工具

有限元方法还是板优化设计的有力工具。通过精细的内力分析，有限元法可以实现厚度、配筋优化。如在大跨度板减薄设计中，根据精确的内力计算结果，合理调整板的厚度和配筋，在保证结构安全的前提下，实现节约材料从而降低成本的目的。

算法选择逻辑与实例解析

（一）选择逻辑总结

在实际工程应用中，如何选择合适的楼板计算方法呢？这里有一个选择逻辑供大家参考，如下表所示：

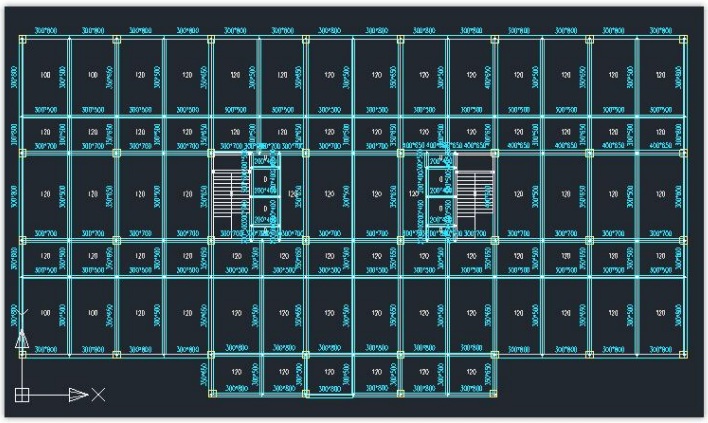
板型特征	推荐算法	程序自动切换场景
规则矩形、单向板	手册算法	非矩形板→自动转有限元 边界不唯一的板→自动转有限元 布置板间荷载的板→自动转有限元 加腋板→自动转有限元 虚梁参与的板→自动转有限元 含自由边的板→自动转有限元
双向矩形板	塑性算法（长宽比≤2）	长宽比 > 2 板→自动转弹性算法
异形、荷载复杂	有限元法	所有复杂场景默认启用

从表格中我们可以看出，对于规则矩形板和单向板，手册算法是首选，因其计算简便，能快速得到结果；当遇到长宽比≤2 的双向矩形板时，塑性算法能够充分发挥其考虑材料塑性变形的优势，使设计更经济；而一旦楼板出现异形、荷载复杂等情况，有限元法就成为了确保计算精度的不二之选 。在实际操作中，程序也会根据板型特征自动进行算法切换，为工程师提供便利 。

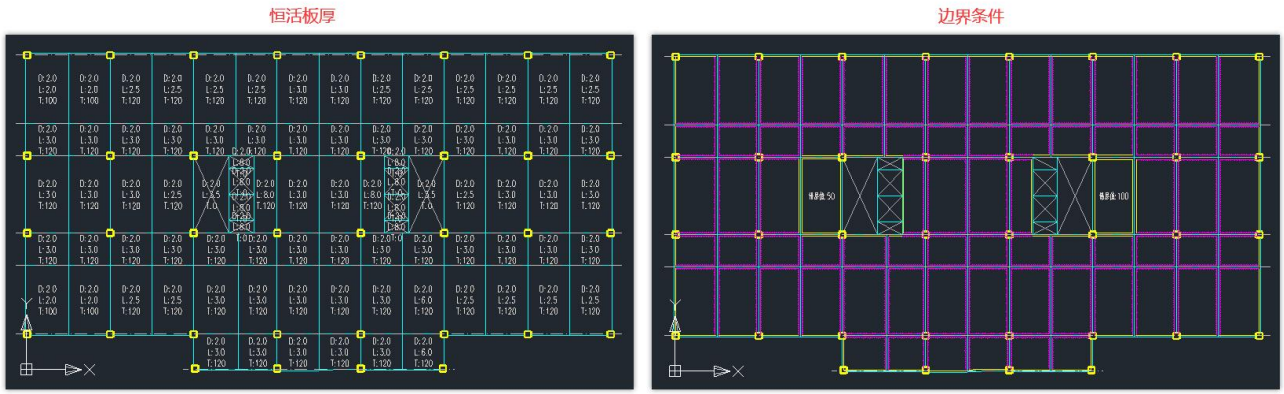
（二）实例对比

为了更直观地展示不同算法的计算结果差异，以及选择合适算法的重要性，我们来看一个实际案例。

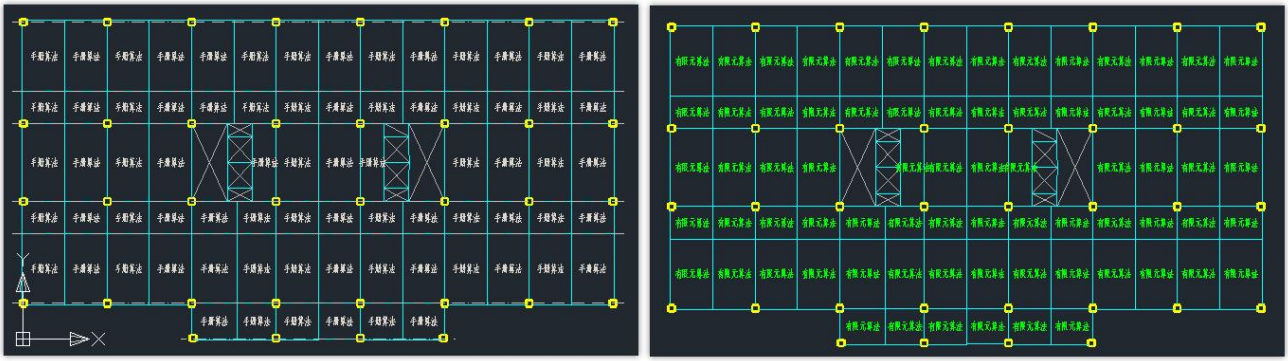
图四所示是一个较为规则的工程平面，结构基本对称，板厚均为 120mm；楼板最大计算跨度 3.9m，长宽比大部分小于 2；恒载、活载、边界条件见图五。分别采用全层手册算法和全层有限元方法进行计算（见图六），其中有限元计算考虑梁弹性变形，为了真实地反映了梁与楼板之间的相互作用，不考虑用户设置的边界条件。



图四

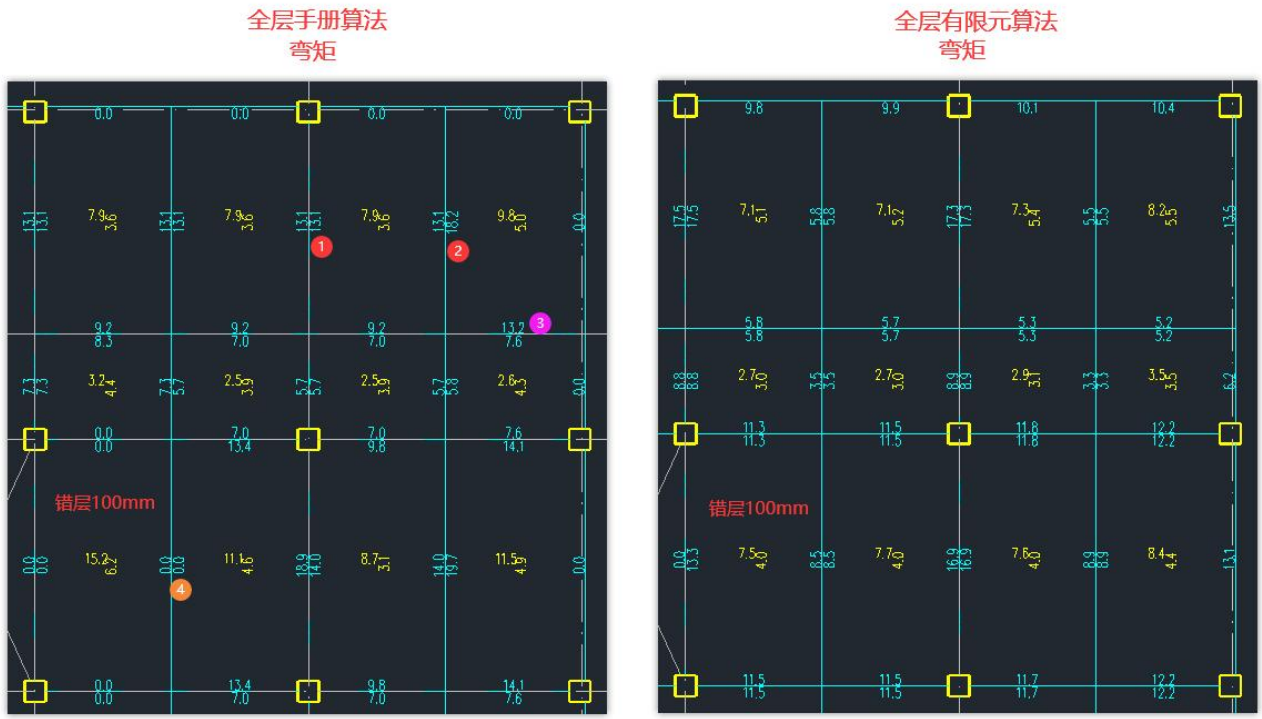


图五



图六

如图七是局部区域（右上角 X、Y 向各两个柱跨）在两种算法的弯矩对比，从图中可以看出：



图七

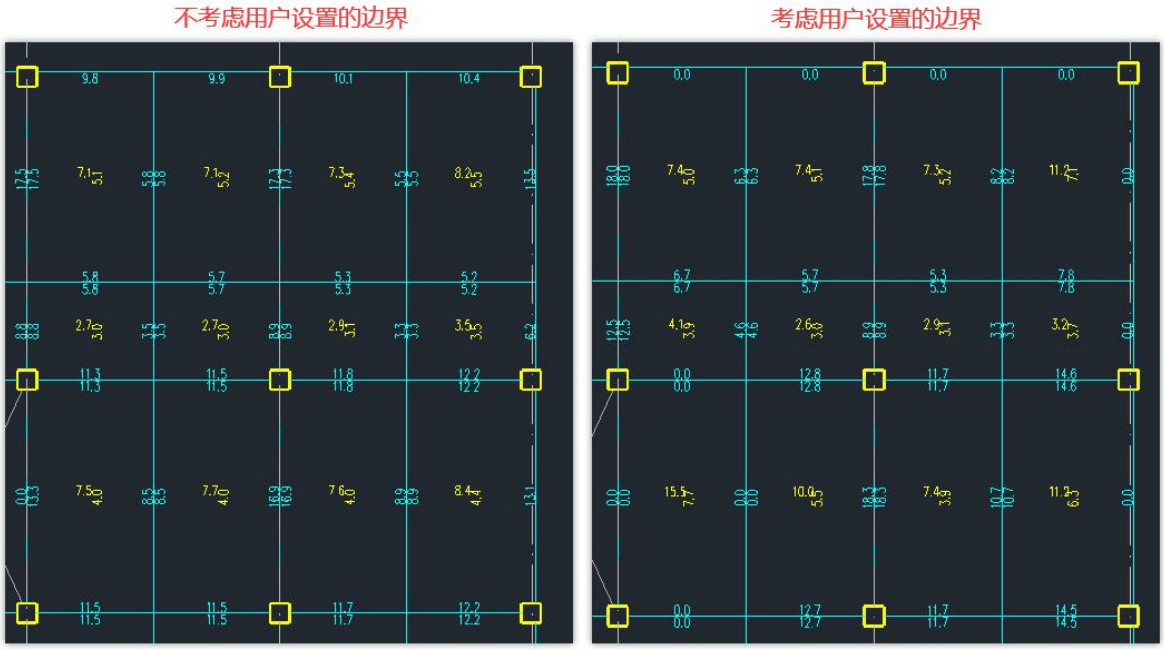
对跨中弯矩，所有板块短向在手册算法下弯矩值均大于有限元算法；长向无明显规律，总体差异不大。

对支座弯矩，有限元算法明显呈现出弯矩平衡的特点；并且有限元算法下主、次梁支座弯矩值差异较大、边支座弯矩不为 0 ，这说明程序考虑了梁实际刚度的影响；与手册算法相比，除边支座外，主梁支座弯矩值差异最大为 24.3%，见图七中的①号位置，次梁支座弯矩值差异最大为 69.8%，见图七中的②号位置；大、小跨支座弯矩差异最大为 60.6%，见图七中的③号位置。

对错层较大的房间，传统手册算法将支座假定为简支边界，弯矩为 0；而按照有限元算法能够求得实际弯矩值，见图七中的④号位置。

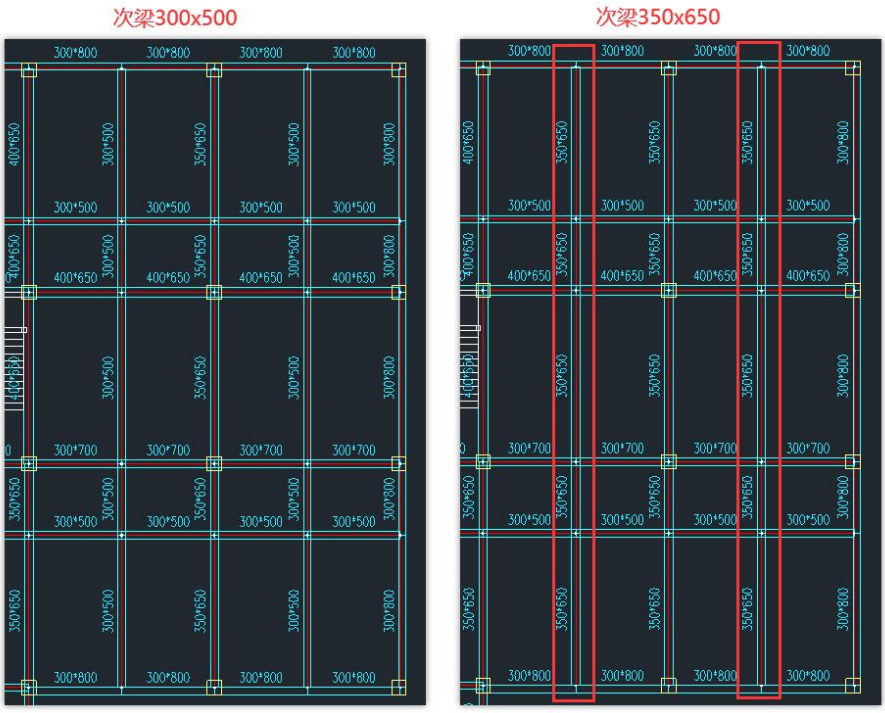
以上表明在规则板的情况下，虽然手册算法计算简便，但有限元方法更能准确地反映结构的真实受力状态。

需要说明的是：选择有限元算法时，程序提供的参数也可以按用户设置的边界条件处理计算模型，如图八所示。不过，这种边界条件是手册算法和塑性算法下为了简化计算模型所做出的假定，与有限元计算真实考虑梁、板刚度和变形协调相违背，一般不建议勾选。



图八

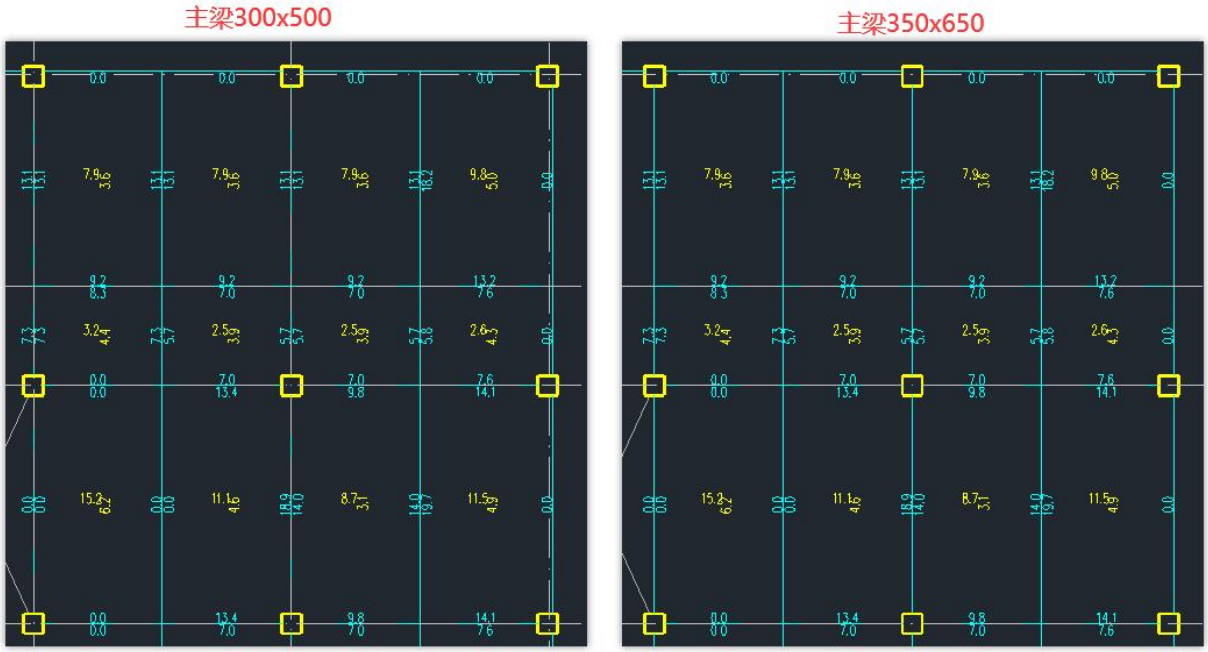
将以上工程局部次梁截面加大，如图九所示，按手册算法和有限元算法计算并查看内力。



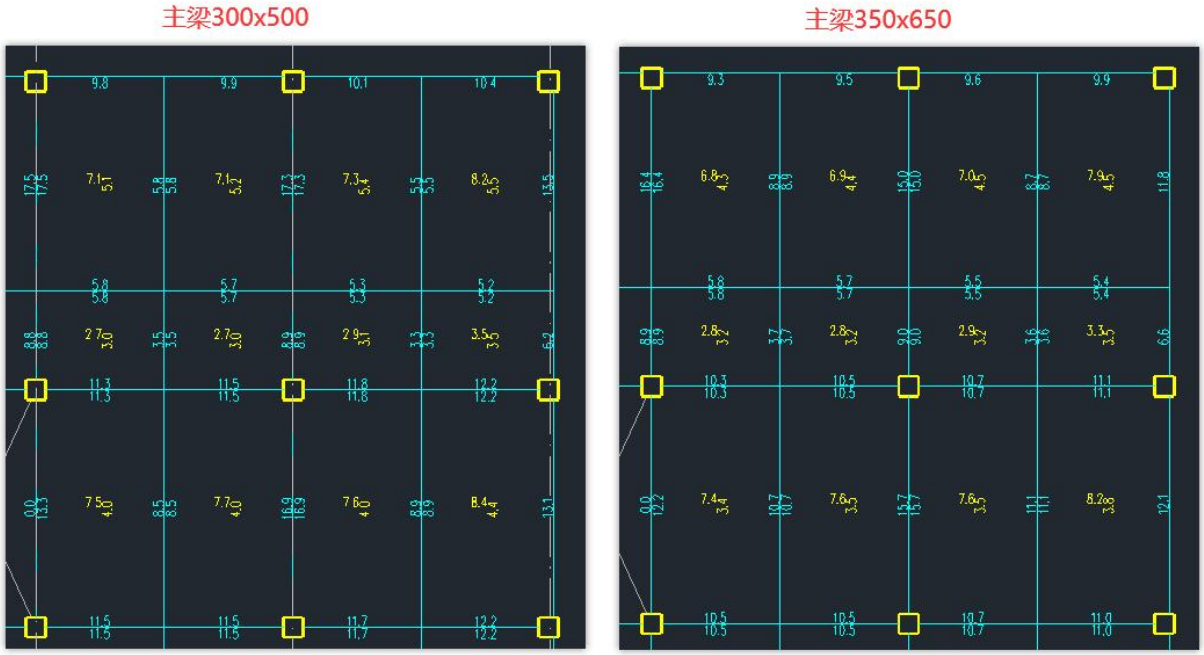
图九

可以发现，手册算法下的内力加大截面与不加大截面是完全一致的，如图十所示；而有限元算法下，由于梁刚度改变，内力随之发生变化，如图十一所示；当次梁由 300x500 增大到 350x650 时，主梁处支座

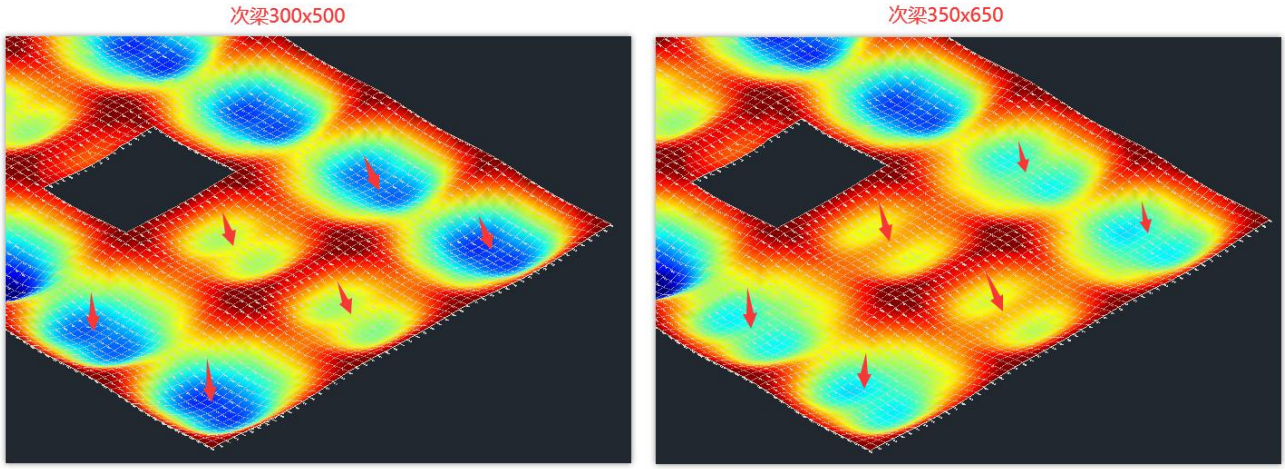
弯矩减小，次梁处支座弯矩增大，说明次梁刚度增大后，支座效应明显提高。这一点从程序提供的三维变形图上可以更清楚的看到，如图十二所示，同时，也为我们判断梁是否能有效支撑楼板作为支座提供了一条思路：如果分不清楚采用那种计算方法更合理时，将楼板全层有限元计算后看变形图。



图十



图十一



图十二

总结与建议

手册算法简单易用，适用于规则矩形板和单向板等常规情况；塑性算法考虑材料塑性变形，能使双向矩形板的设计更经济；有限元方法功能强大，是解决异形板和复杂荷载问题的利器。在实际工程中，我们要根据板型特征和工程实际情况，综合考虑各种因素，合理选择楼板计算算法。

第 8 节 板施工图中的几个“程序内定”

当你在设置板施工图参数的时候，是否会对这些“程序内定”感到困惑（图 1）。什么是“程序内定”，程序又内定了那些内容，今天通过一篇文章给大家讲清楚。



图 1

1、支座两边长度取大的“程序内定”



图 2

通过图 3 和图 4 不难看出，当支座两侧房间跨度不同的时候，【两边长度取大值】设置为“是”和“否”，楼板的支座负筋伸出长度是不同的。

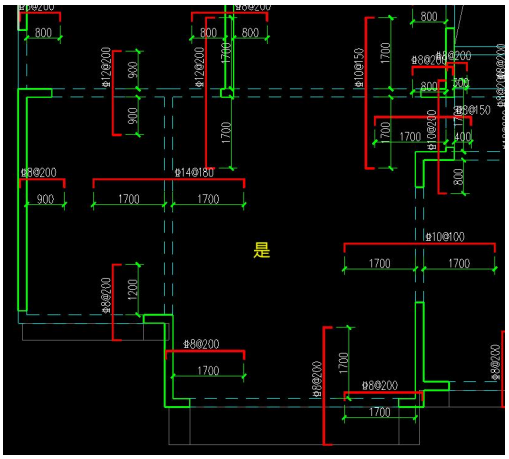


图 3

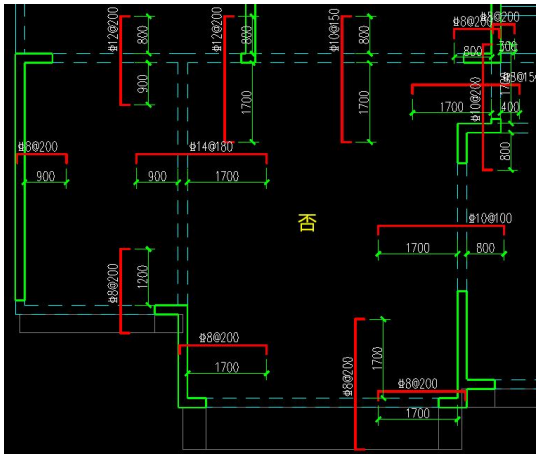


图 4

我们将参数改为“内定”，可以发现蓝色箭头所示位置的两边长度取了较大值（图 5），而黄色箭头所示位置的两边长度则未取较大值。这是为什么呢？下面交代一下程序内定的原则。

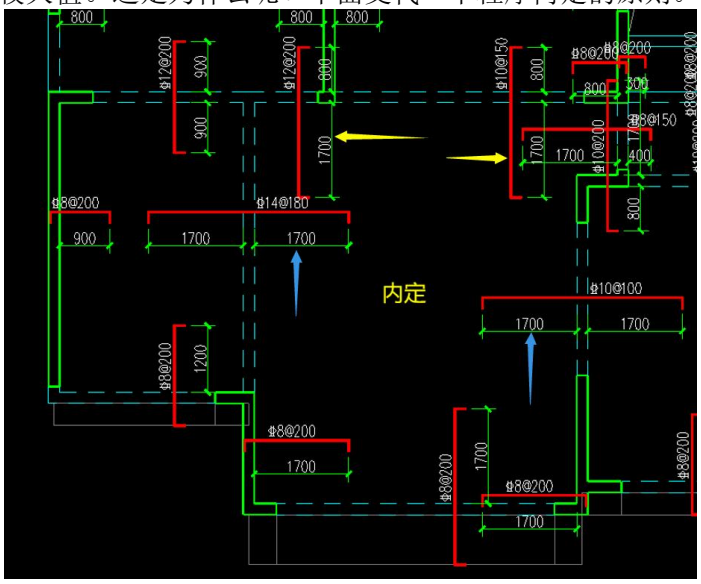


图 5

程序“内定”的原则是当出现下面两种情况，支座两边不做取大处理。

（1）支座两边长度比值大于 2 时。

通过图 6 可以发现，蓝色箭头位置的支座伸出长度比为 1700/900=1.889，小于 2，因此，该位置的支座伸出长度可以取较大值；而黄色箭头位置的支座伸出长度比为 1700/800=2.125，大于 2，则支座伸出长度不能取较大值。

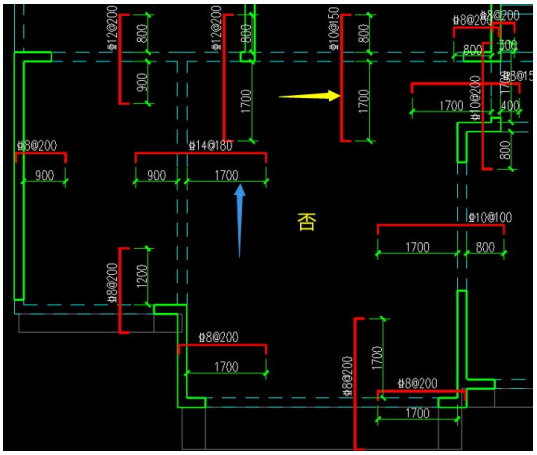


图 6

（2）当其中一侧计算弯矩为 0 时。

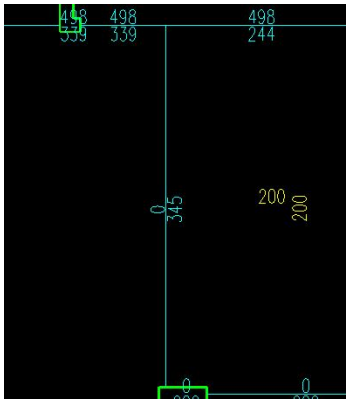


图 7

值得注意的是，5.2 版本之前，是没有“内定”这个参数的，只有“是”和“否”。在旧版本中选择了“是”，用户会发现，并不是所有支座都取大了，总有一些支座无法取大，用户总以为是程序的 bug，其原因就是旧版本的“是”包含了上面提到的两个限制条件。

为了避免给用户造成歧义。我们在 5.2 版本增加了“内定”选项，将旧版本的“是”更名为“内定”，而新版本的“是”则调整为不论支座两侧长度比是否大于 2，不论是否有 0 弯矩，均强制取大（图 8）。

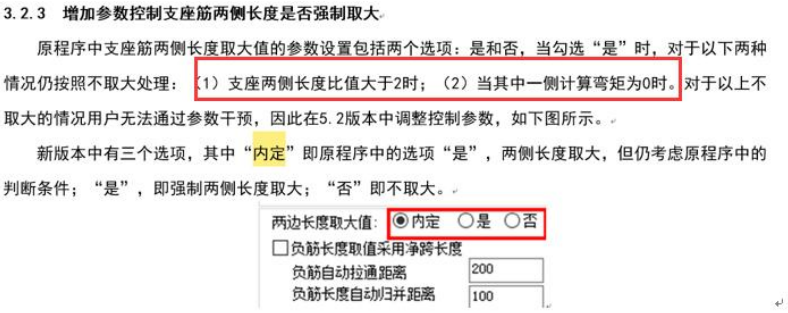


图 8

2、负筋长度的“程序内定”

我们先看一个用户的问题：镜像的房间，为什么左侧的支座伸出长度是 1650，右侧是 2200 呢？（图 9）

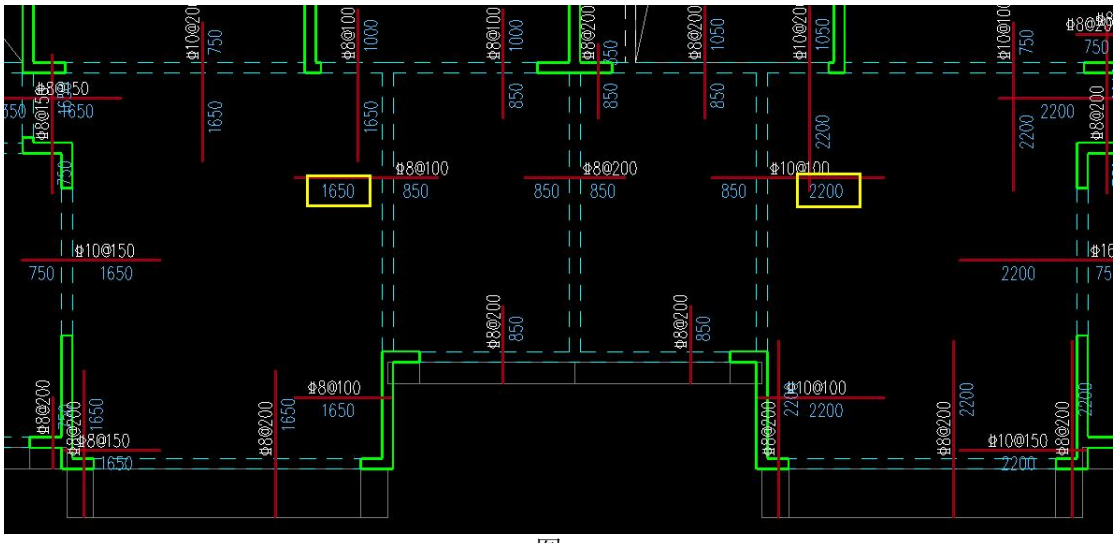


图 9

经查，用户负筋长度设置为“程序内定”（图 10）。“程序内定”与恒载和活载的比值有关，当 q≤3g 时，负筋长度取跨度的 1/4；当 q＞3g 时，负筋长度取跨度的 1/3。

其中，q 为可变荷载设计值，g 为永久荷载设计值。



图 10

该用户的项目右侧房间为屋面机房，恒载较小活载较大（图 11），当负筋长度采用“程序内定”时，触发了 q＞3g 这一条件。

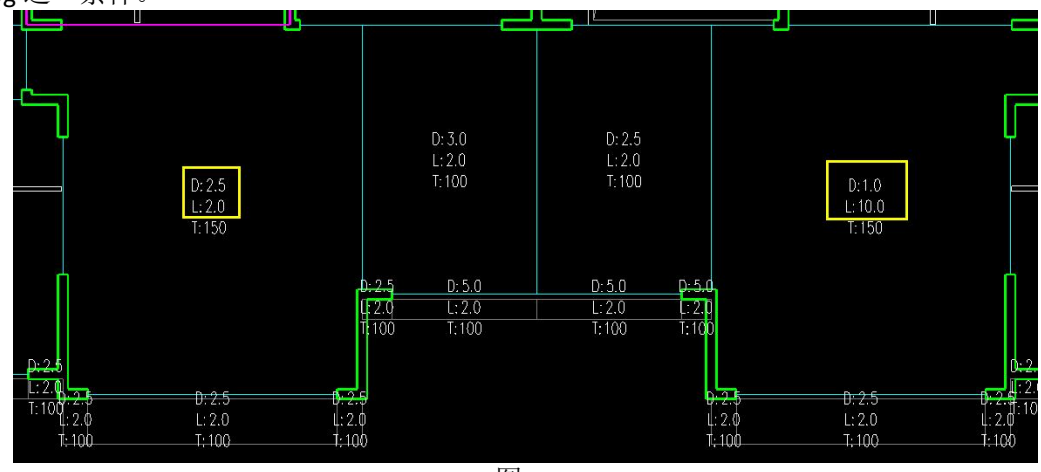


图 11

为了印证，我们将“负筋长度取整模数”改为 1（图 12）。

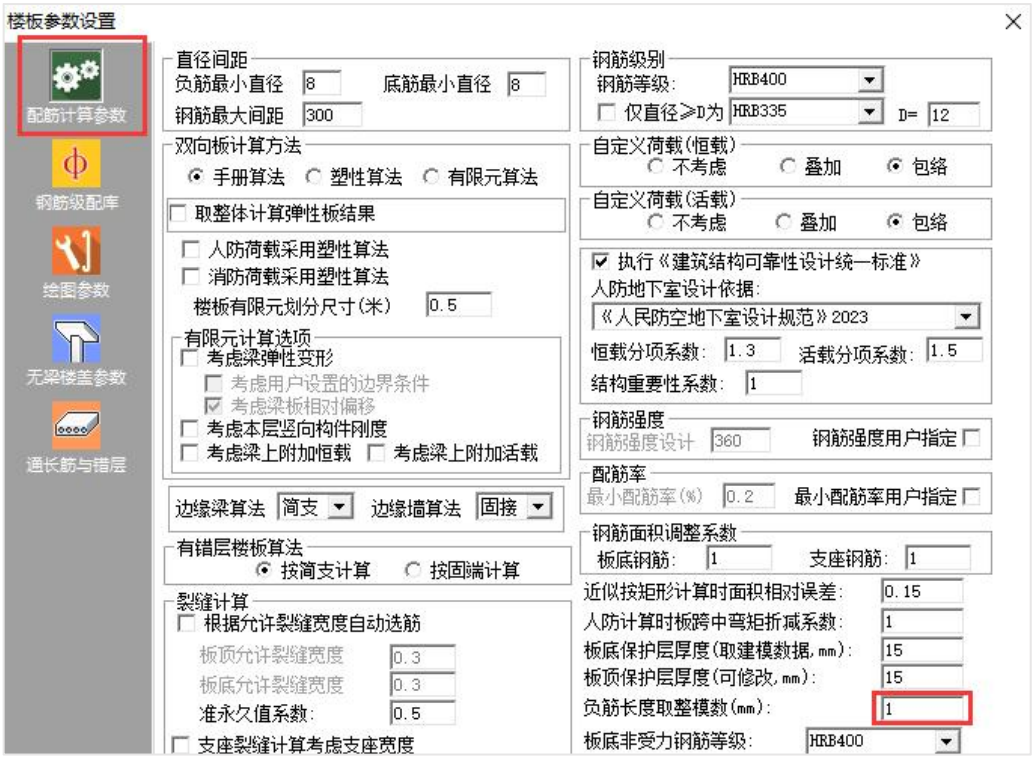


图 12

支座负筋长度变为 1633 和 2177（图 13）。

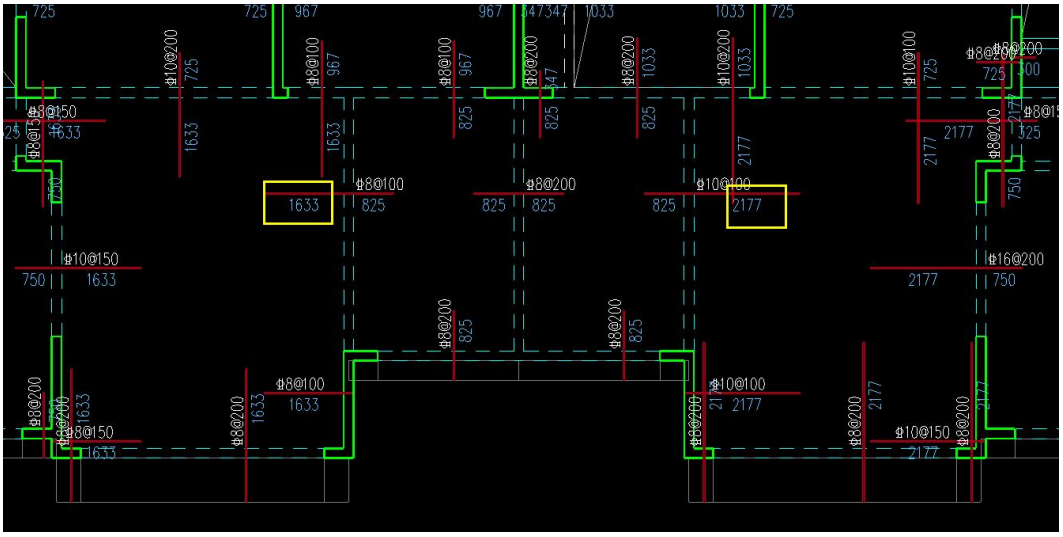


图 13

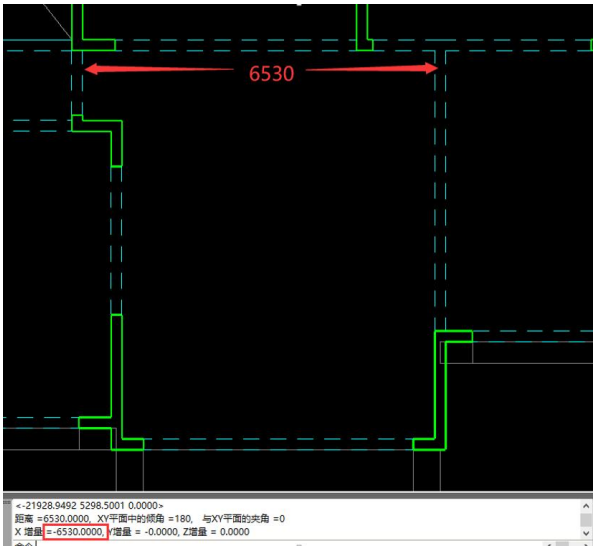


图 14

6530/4=1633，6530/3=2177（图 14），与伸出长度吻合。

3、双向板计算方法的“程序内定”

这是一个隐藏款内定参数，很多用户注意不到。当选择“手册算法”时（图 15），以下几种特殊情况程序会强制按照“有限元算法”：

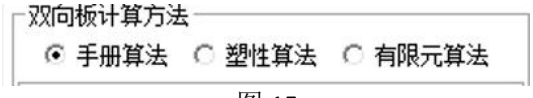


图 15

（1）边界条件不唯一

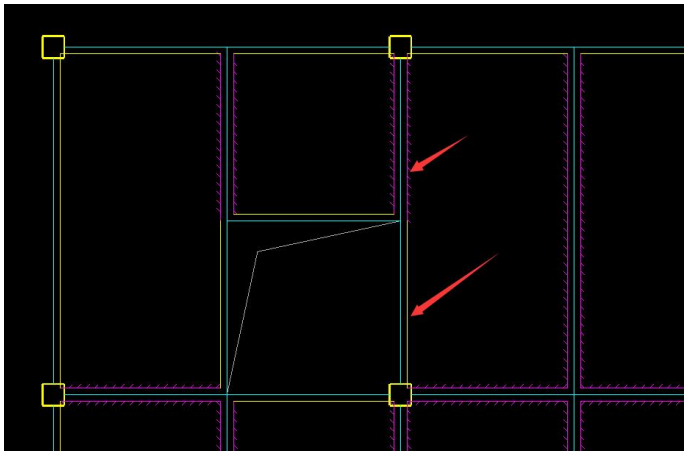


图 16

同一条边存在多种边界条件（图 16），这种形式在《静力计算手册》中是没有的，因此程序强制采用有限元算法（图 16a）。

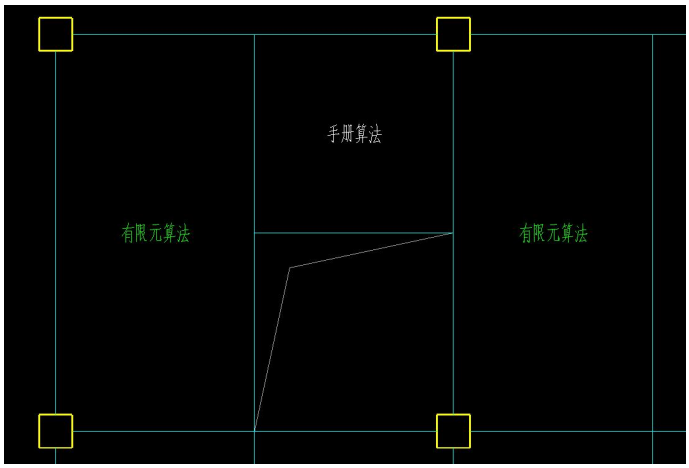


图 16a

（2）布置板间荷载

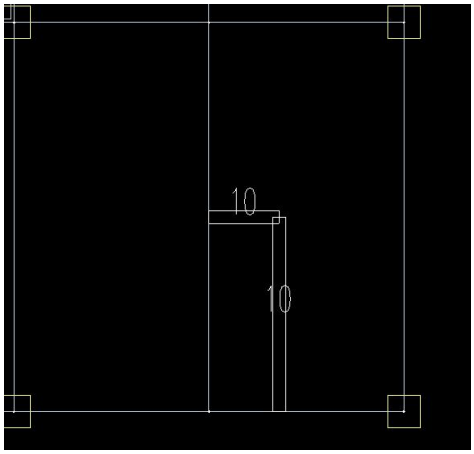


图 17

《静力计算手册》中没有板间荷载这种形式，因此当布置了板间荷载程序强制采用有限元算法（图 17a）。

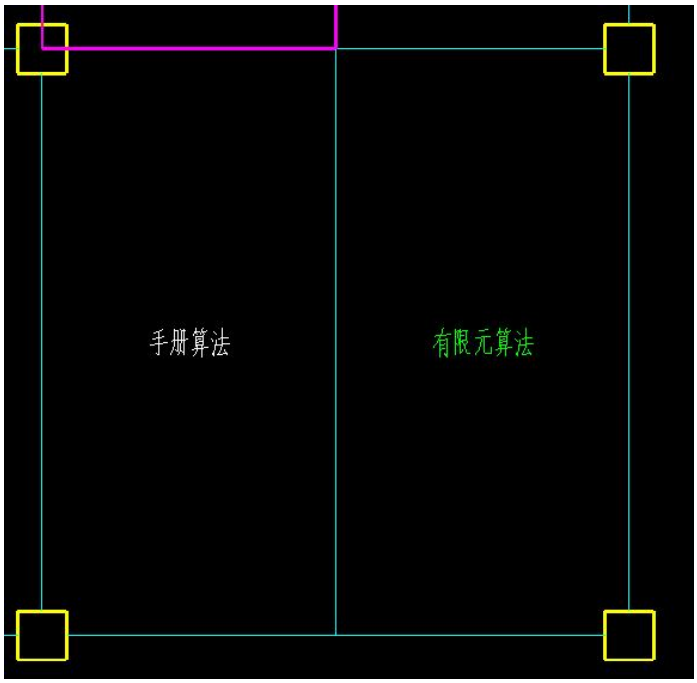


图 17a

（3）异形板

异形板也是《静力计算手册》中所没有的，程序仅针对“过于异形的异形板”强制采用有限元方式进行计算。什么是“过于异形的异形板”呢，参数中规定“近似按矩形计算时面积相对误差”大于 0.15（即 15%）的。当然面积相对误差是可以人工修改的（图 18）。

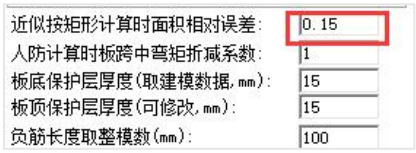


图 18

举个例子，图 19 中楼板为异形板，但是程序默认按照手册算法。

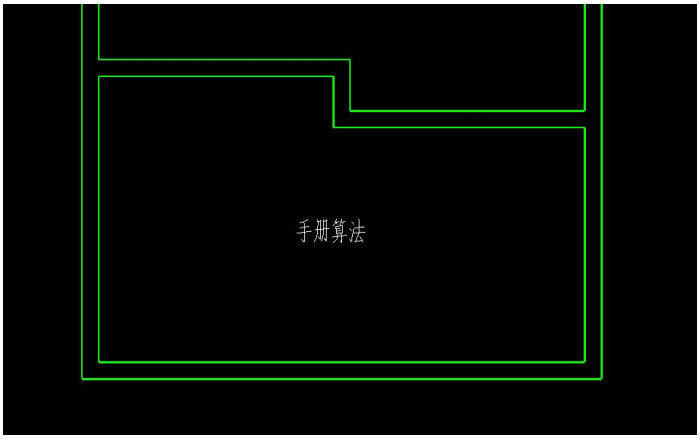


图 19

通过图 20 的尺寸，我们可以算得“计算近似按矩形计算的面积相对误差”，该误差=1-异形板面积/外包矩形面积。

外包矩形面积=3.6x6=21.6m^2

异形板面积=21.6-3x0.6=19.8 m^2

计算近似按矩形计算的面积相对误差=1-19.8/21.6=0.0833，小于 0.15 因此按照手册算法进行计算。

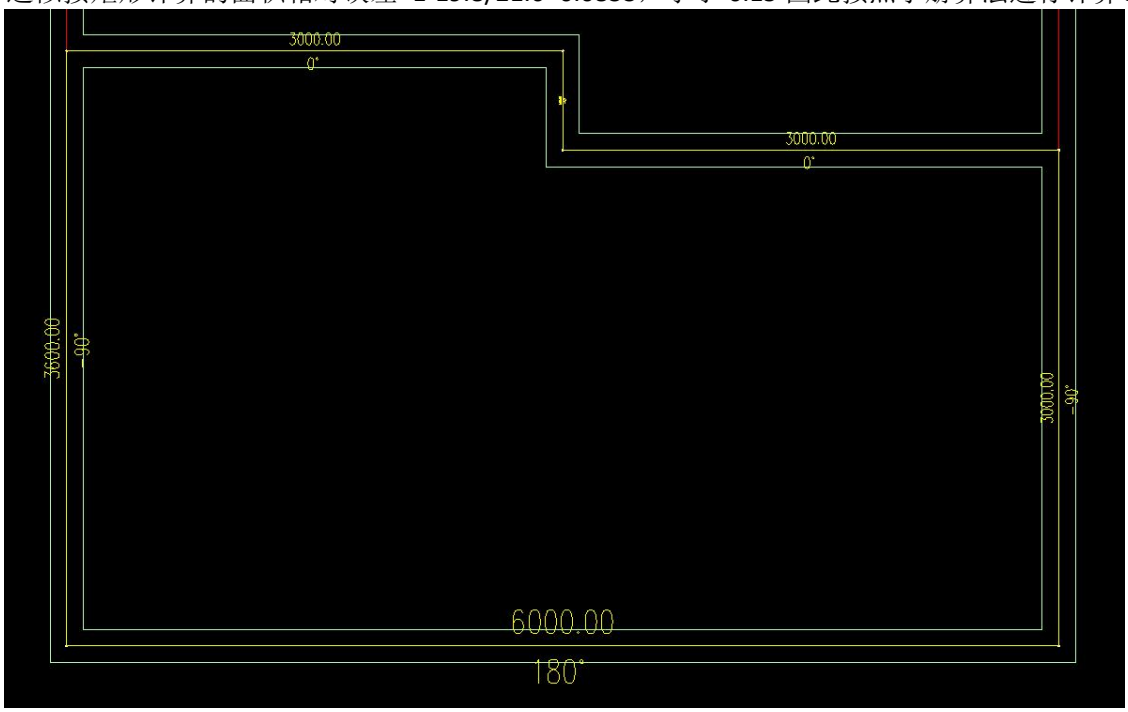


图 20

我们将“计算近似按矩形计算的面积相对误差”改为 0.08，此时 0.0833 大于 0.08，故楼板默认按照有限元进行计算（图 21）。

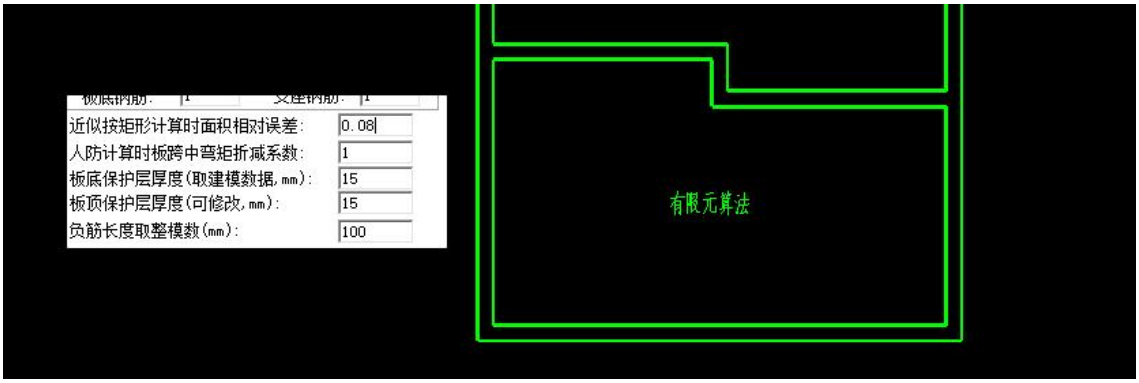


图 21

“计算近似按矩形计算的面积相对误差”不仅影响异形板的计算方法，还影响支座的伸出长度。我们将该参数设置为 0.01（图 22），可以发现第 2 小节的图 13 中的支座伸出长度改变了（图 23）。

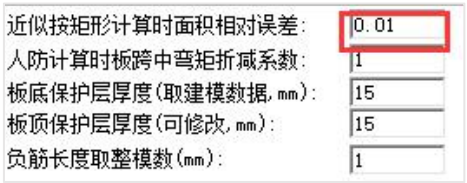


图 22

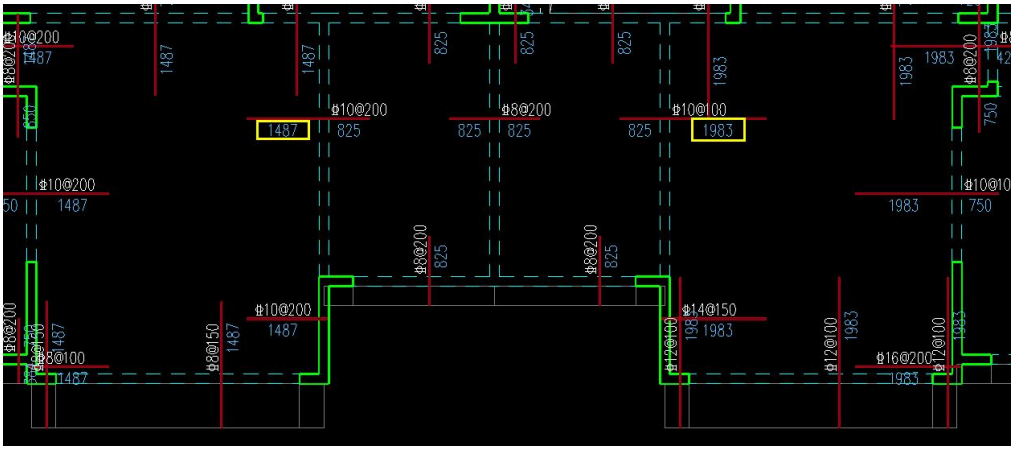


图 23

这是因为当为相对误差为 0.15 时，异形板可以近似按照矩形计算，支座伸出长度按照外接矩形尺寸进行计算，其计算过程上文中有交代（第 2 小节图 14 位置）。

当相对误差为 0.01 时，不能近似按照矩形计算，此时支座伸出长度是按照面积相等原则换算得到的，具体算法如下：

异形板房间面积=42.83m2，外接矩形 X 边长度=6.53m，外接矩形 Y 边长度=7.2m（图 24）.

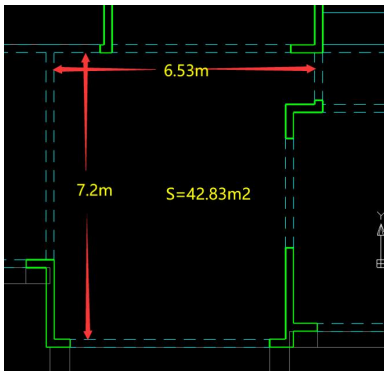


图 24

X 边的换算长度=42.83/7.2=5.948m

Y 边的换算长度=42.83/6.53=6.559m

5948/4=1487；5948/3=1983

（4）加腋大板

加腋大板程序强制按照有限元进行计算（图 25）：

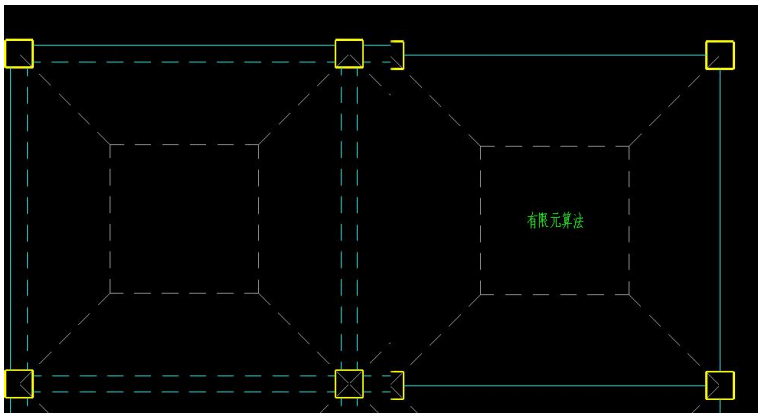


图 25

（5）虚梁划分房间

有虚梁划分房间时，程序强制按照有限元进行计算（图 26）：

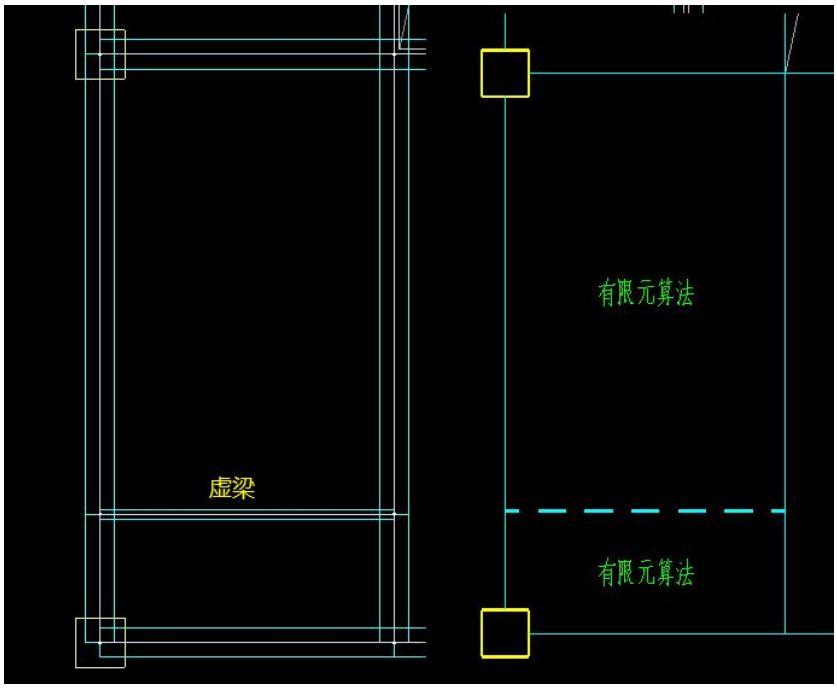


图 26

值得注意的是，当选择“塑性算法”时，强制采用有限元的原则与“手册算法”相同。但多了一条：长宽比大于 2 的板，不支持改为“塑性算法”，只能采用“手册算法”（图 27）。

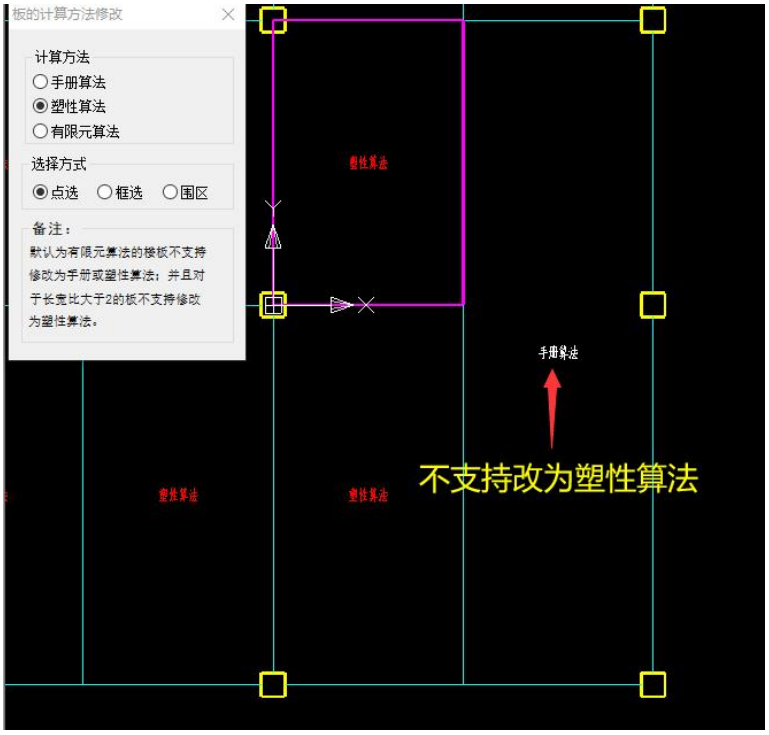


图 27

最后，教大家如何判断一块板是按手册算法还是有限元算法呢？我们可以在以下两个地方查看：“数据编辑”——“楼板计算方法”（图 28）。

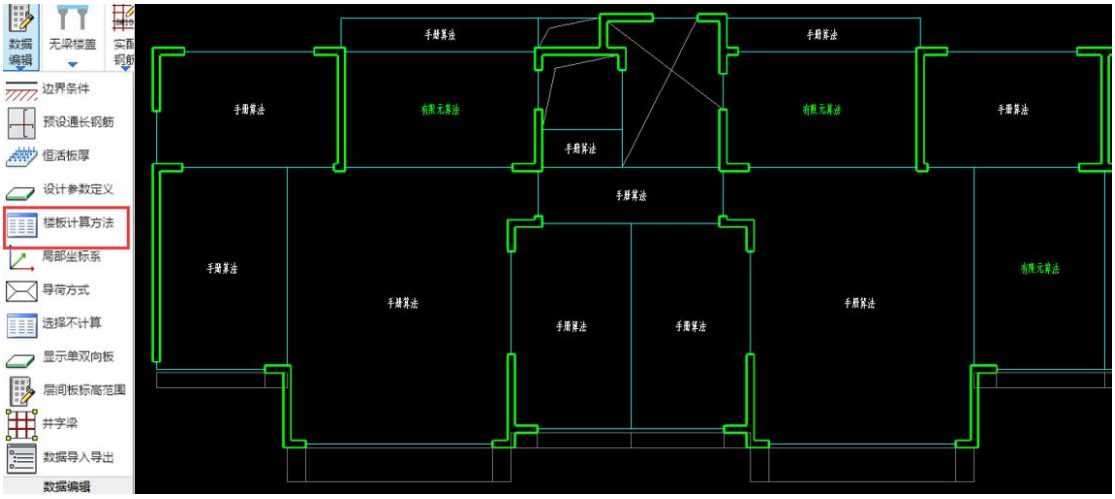


图 28

“计算结果”——“网格划分”（图 29）。

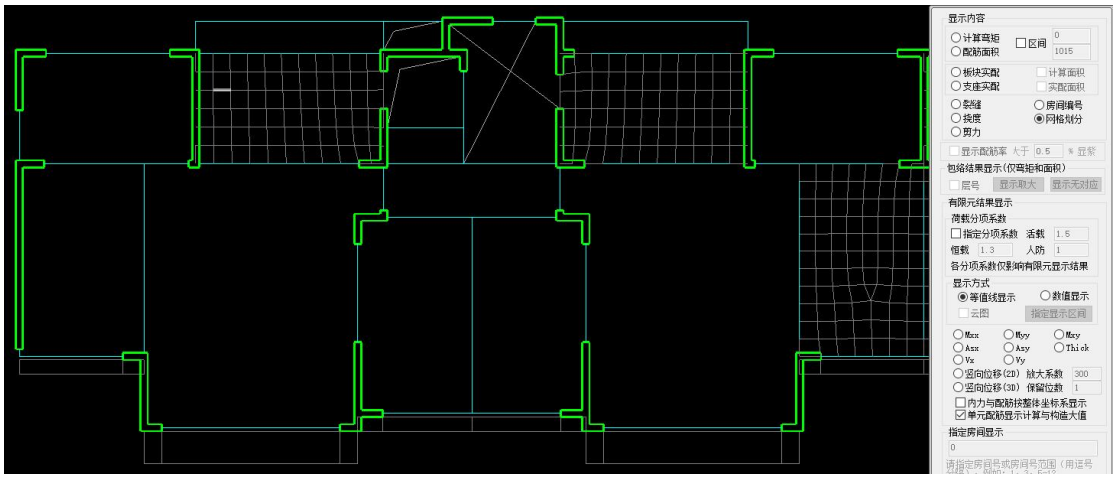


图 29

以上就是板施工图中“程序内定”最常见的几种情况，希望能对您有所帮助。

第 9 节　YJK 梁施工图--手绘模板图+梁自动选筋

设计软件读取计算模型直接生成施工图，是最理想的操作流程。然而在实际工程中，计算模型与终版图纸往往存在差异——比如梁的布置位置、截面尺寸等并不完全一致，从而导致程序生成的施工图无法直接用于出图。

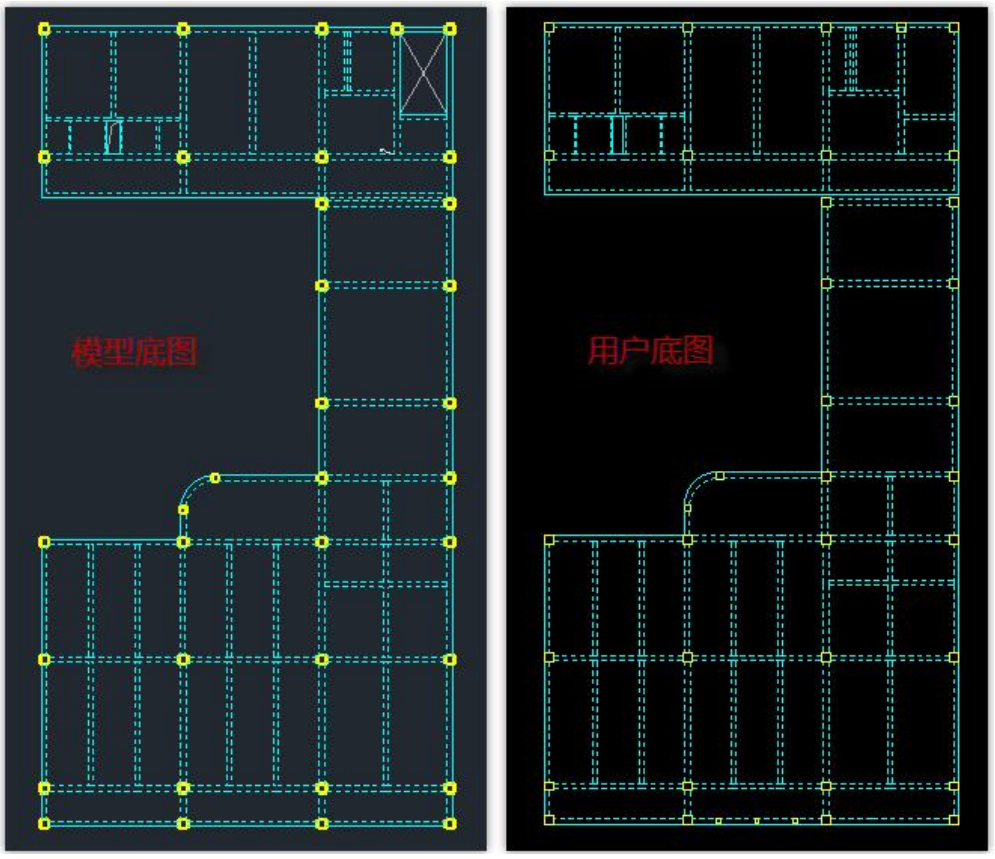
为解决这一矛盾，盈建科从 V8.0 开始，在梁施工图模块中新增了"用户模板图"功能：以设计师已绘制好的 DWG 模板图为底图，叠加程序自动选筋结果，完成平法标注；同时，程序会自动记录模板图路径，当底图修改后，施工图可同步更新，避免反复调整。

本文主要介绍该功能的三种实现方式，助您快速将手绘模板图与自动配筋结合，让施工图更接近终版成果。



方式一：指定当前层使用的模板图

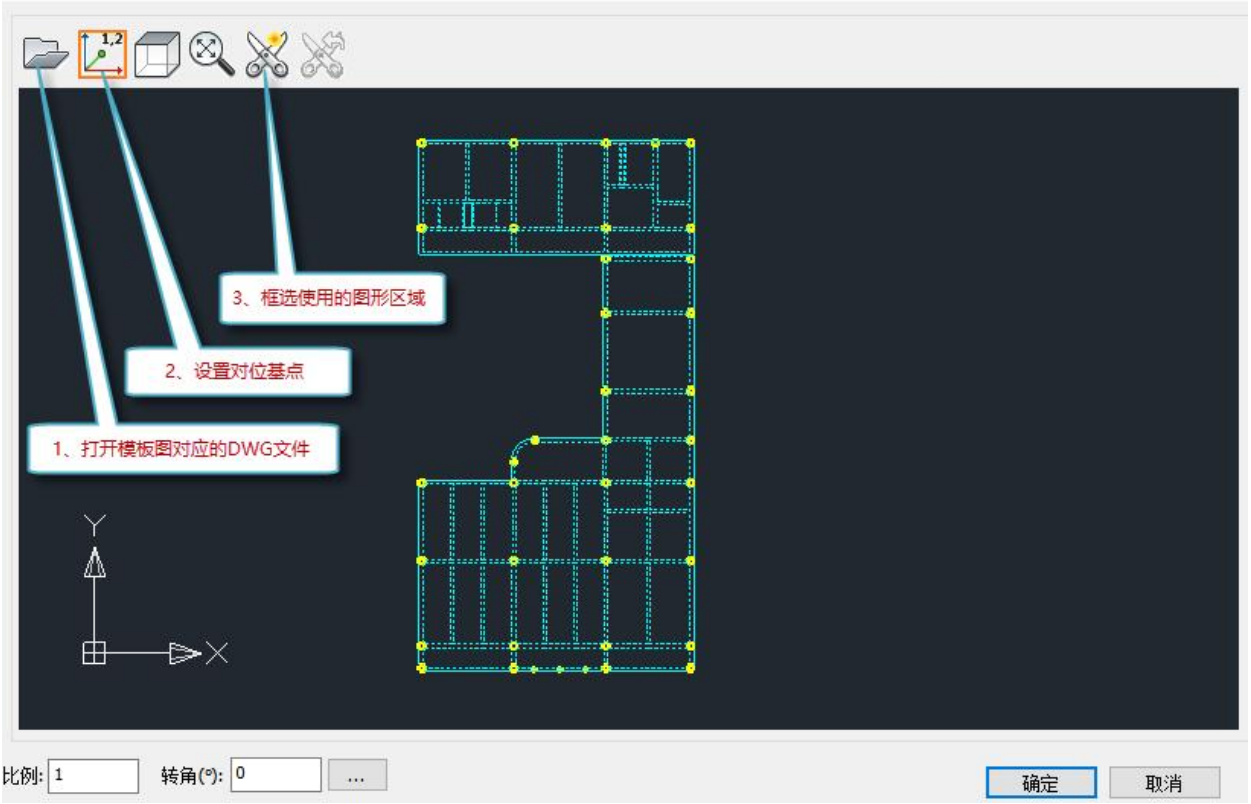
以图一所示工程为例，模型中建模时，梁、柱均居轴线中布置，而手绘模板图则边梁与柱边齐布置。如图所示：



图一

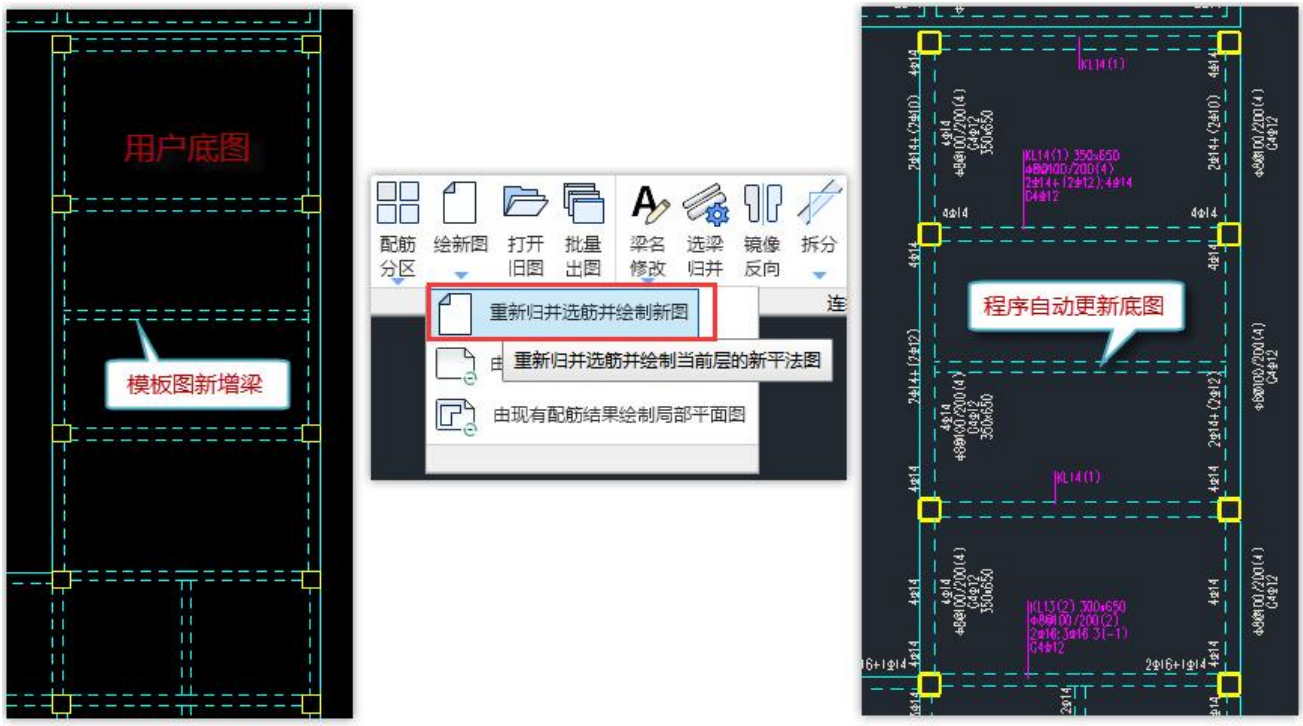
采用手绘模板图进行梁施工图绘制操作如下。切换到梁施工图模块，点击右下角工具栏中的【平法施工图中插入用户指定的模板图】，在弹出的界面中，选择打开图形文件，选择需要使用的模板图对应的 DWG 文件，可以是一层平面绘制一张模板图，也可以是多层平面绘制在一张模板图中，然后设置要插入的图形与模型的对位基点，然后框选当前平面对应的模板图平面范围。点击确定后，将模

板图插入模型平面中的基点，这时可以看到底图已经替换为插入的模板图。绘图效果如图二所示。



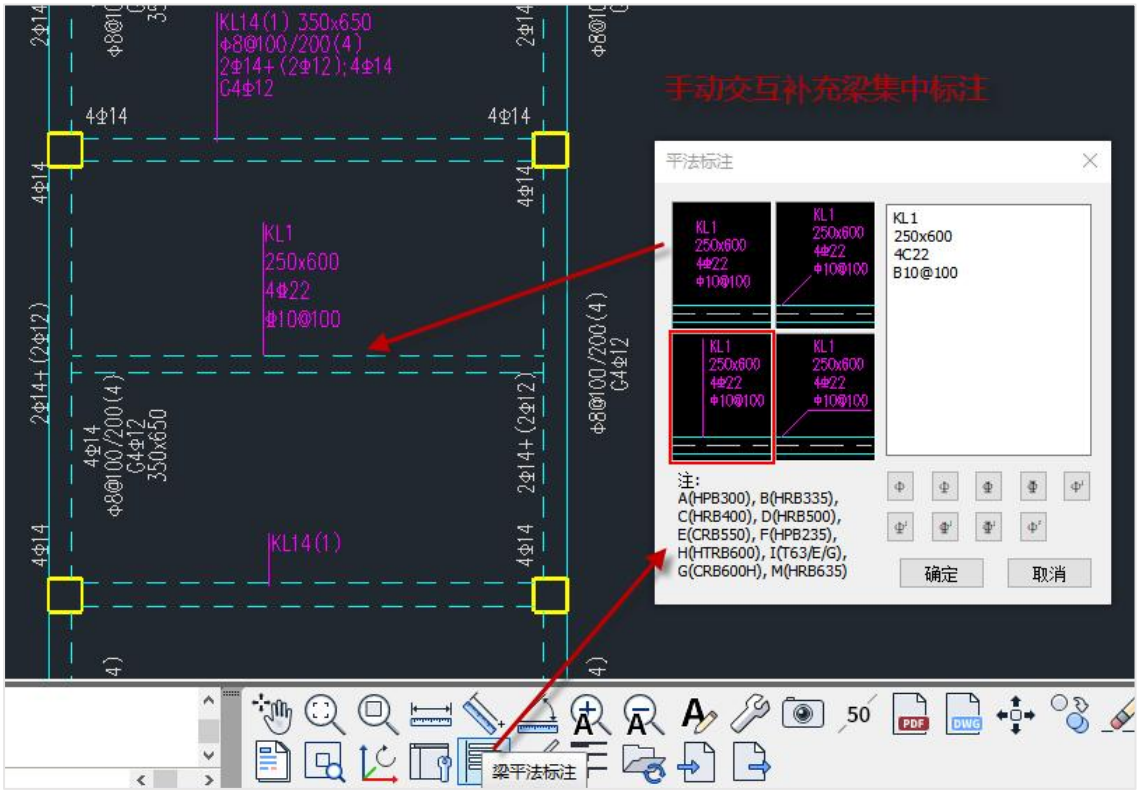
图二

在以上选择的 DWG 图纸的路径， 以及当前平面图使用模板图的范围和基点， 程序均可自动记录。当继续绘制第二层梁施工图时，再次执行指定插入用户指定的模板图，打开图形时可以看到上次选择的图纸路径已经记录；并且在模板图局部发生变化时，可自动更新模板图。比如将模板图增加一部分，并保存图纸，当再次打开模型梁施工图时，点【重新归并选筋并绘制新图】，可以看到模板图自动更新。如图三：



图三

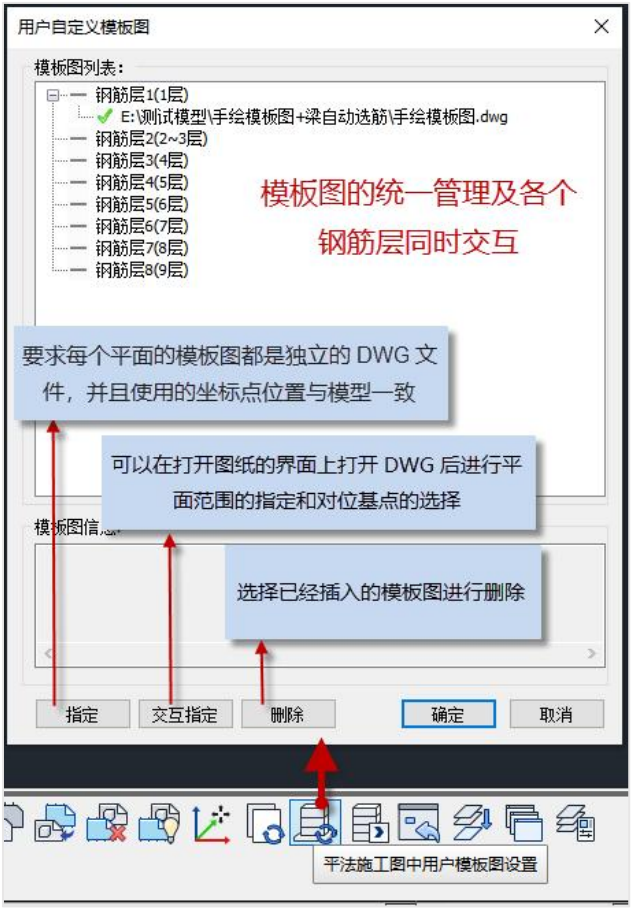
对于模型中没有建模的梁，可以通过工具栏【梁平法标注】补充配筋。如图四：



图四

方式二：模板图的统一管理及各个钢筋层同时交互

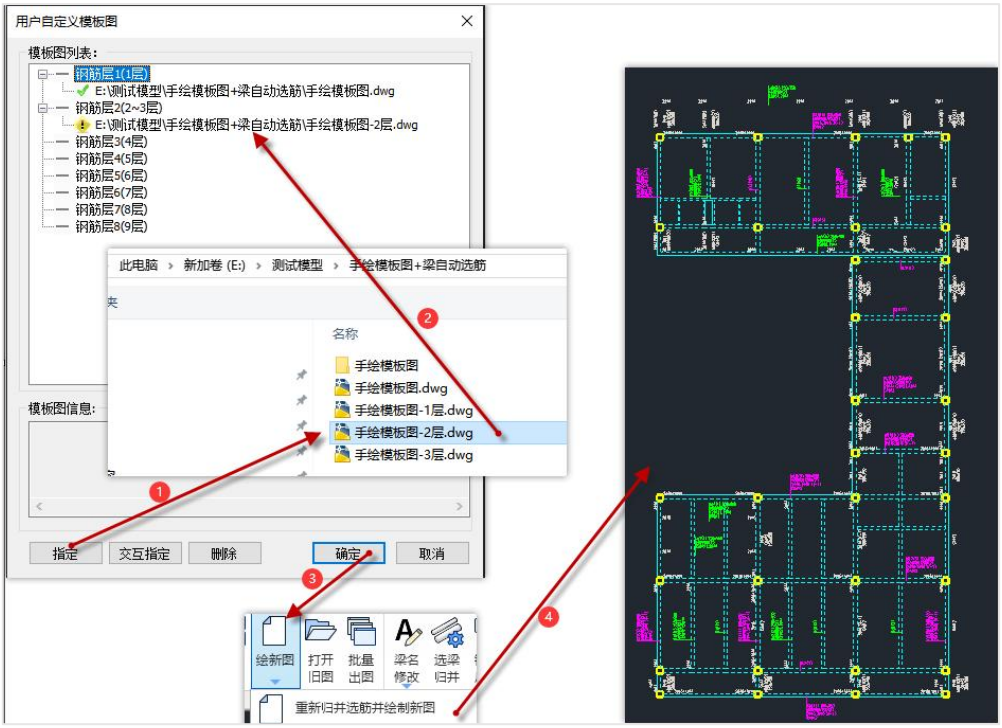
除了通过方式一来单层指定手绘模板图外， 在方式二的界面下也可以选择钢筋标准层进行指定或者交互指定；并且方式一中单独指定的模板图路径最终也会体现在方式二的界面上。如图五所示：



图五

以前述工程为例，采用方式二进行手绘模板图+梁自动选筋进行梁施工图绘制操作如下：

切换到梁施工图模块，点击右下角【平法施工图中用户模板图设置】，在打开的界面中，可以看到一层已经指定过手绘模板图的路径已经存在列表中。选择钢筋层 2，点击左下角【指定】，在打开的界面中选择手绘模板图-2 层，然后点确定，注意这里需要点绘新图，程序才会自动将指定的模板图作为底图。注意该用法不能选择平面范围和修改基点，需要提前将 DWG 图纸设置的坐标与模型平面对位坐标一致。操作见图六：

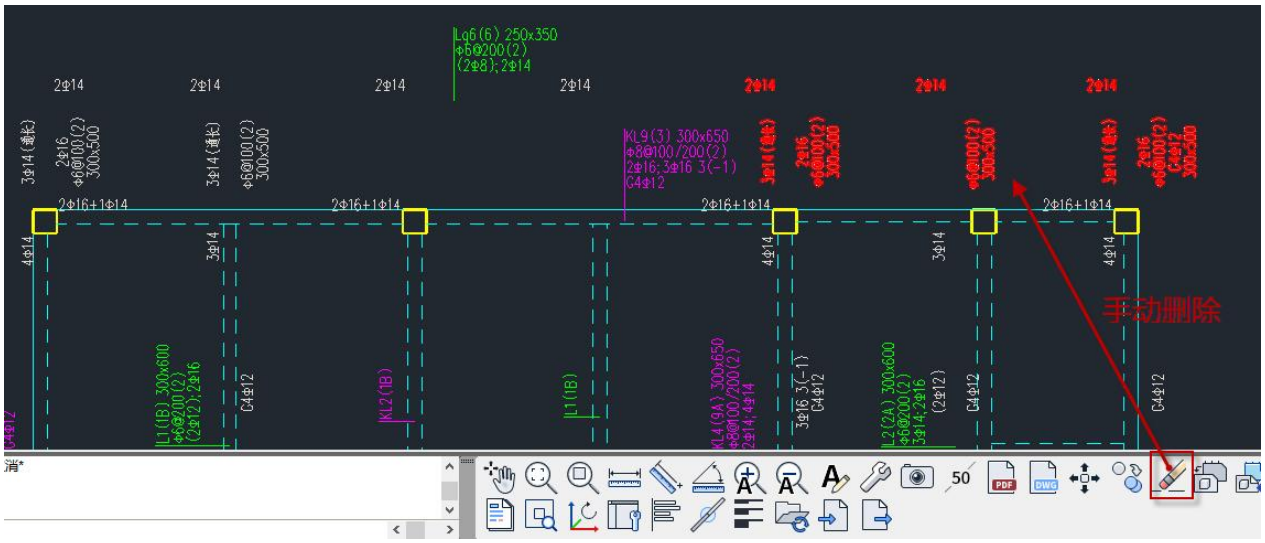


图六

对已经插入过模板图的平面也可以在此界面上进行删除或者重新指定，例如：将 2 层模板图路径删除，然后执行重绘新图，就恢复到程序自动生成底图和配筋界面。

如果是多层平面绘制在一张模板图中时，需要采用【交互指定】，这种方法与方式一类似，先选择钢筋层 2，再点交互指定，打开图形后，框选 2 层对应的模板图平面范围，然后设置对位基点。点击确定后，将模板图插入模型平面中的基点。同样，需要点绘新图，程序才会自动将指定的模板图作为底图。

对于模板图中没有绘制的梁，程序会生成多余配筋，需要手动进行删除和编辑、修改。如图七所示：



图七

与方式一一样，程序对指定的模板图路径均可自动记录，并且在模板图局部发生变化时，可自动更新模板图。

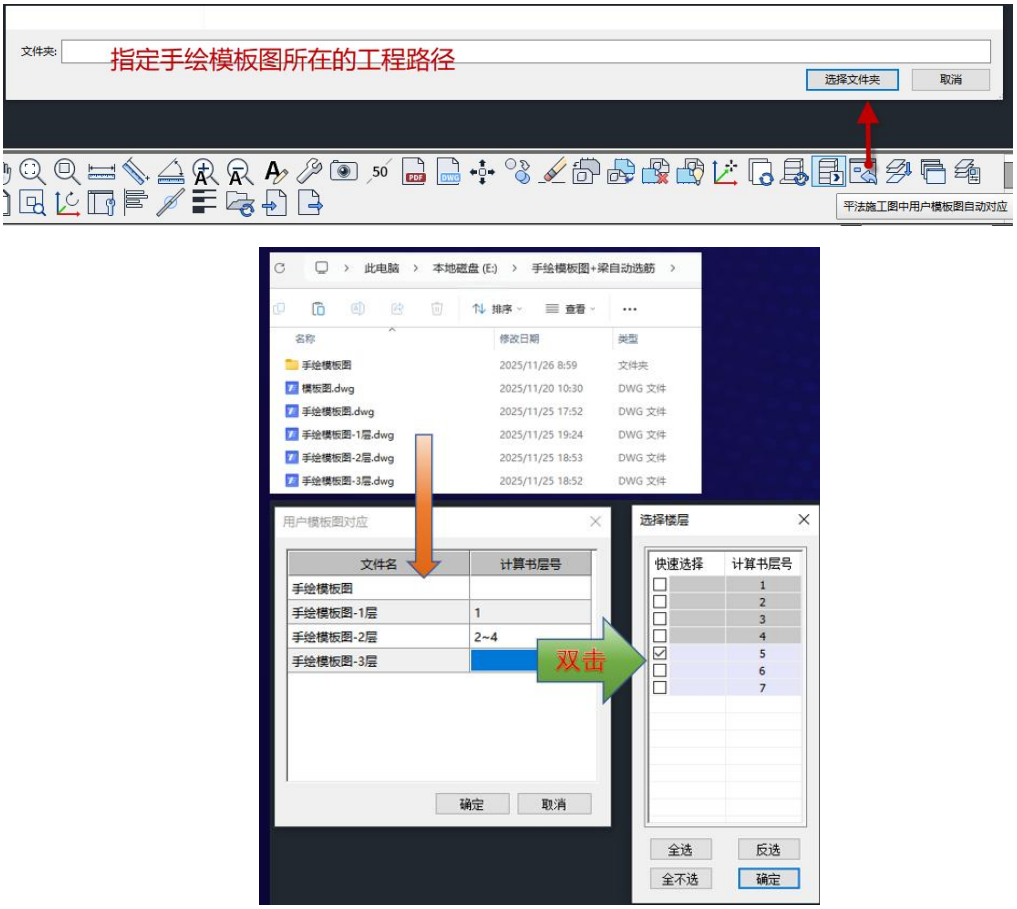
方式三：模板图自动获取及各个自然层批量对应

方式三可以根据自动获取模板图文件名称，快速选择每个模板图对应的计算书层号，批量地为每个自然层指定模板图。

前述工程设计时，2~6 自然层由于混凝土强度等级、抗震等级等不同，采用不同的标准层进行组装，但绘制梁施工图时计划 2~6 自然层采用同一张手绘模板图。如果采用方式一或者方式二指定模板图，对于钢筋层数较多，可能需要进行多次交互。这种场景下，采用方式三会更加便捷。

点击右下角【平法施工图中用户模板图自动对应】，在打开的界面中，指定手绘模板图所在的文件夹路径，点击“选择文件夹”。在弹出的对话框中可以看到，程序已经自动将该文件夹下的 DWG 文件罗列在列表左侧。双击需要使用的模板图右侧表格，会弹出该工程所有自然层列表，勾选对应的楼层，点击确定后，右侧列表显示该模板图对应的楼层号，如图八所示。

设置下一张模板图对应的楼层号时，已经指定过模板图的楼层灰显，不再支持选择。将所有手绘模板图与楼层对应完毕后，点击确定、绘新图，程序将自动将所有楼层都使用手绘模板图。



图八

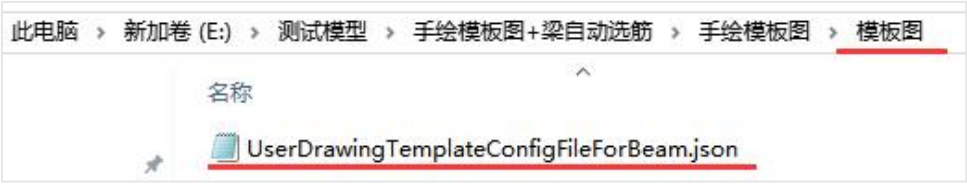
与之前的两种方式相同，该模板图路径自动被程序记录，并支持自动更新，还可以统一管理。该功能下无法修改对位基点及平面范围，所以要求每个平面的模板图都是独立的 DWG 文件，并且使用的坐标点位置与模型一致。在该界面下设置楼层后，程序会自动根据设置的楼层分组对原来的钢筋层进行修改，并且钢筋层的命名使用的是模板图对应的文件名称。

通过以上三种方式插入的模板图，均可用来作为底图使用，在插入模板图的基础上结合程序自动选筋的结果完成平法施工图绘制。

任意一种方式指定模板图路径后程序会自动生成一个记录模板图路径的文件（见图九），文件保存位置在工程路径的“模板图”文件夹下，该文件内会记录模板图的路径等信息，即使绘制的模板图修改后，再次打开施工图时也可以实现模板图的自动更新。

备注:(1)模板图可以是块;

(2)如果插入模板图未交互指定基点时，程序自动取图纸中的坐标原点和模型中的坐标原点进行对位。



图九

第 10 节 轴压比≤0.3 却被判约束边缘构件？

刘刚（内蒙古建筑勘察设计研究院有限责任公司）

一、工程背景及问题

内蒙古某住宅项目（地下室两层,7 度(0.1g) ,地震分组三组,场地类别 II 类,特征周期 0.45）采用 YJK 软件进行结构设计时，发现部分剪力墙肢轴压比**小于 0.3**，但软件仍判定为**约束边缘构件**，此结果与《建筑抗震设计规范》（GB 50011-2010）和《高层建筑混凝土技术规程》（JGJ 3-2010）的要求不符。

具体问题如下：

规范要求：三级抗震墙底层墙肢底截面轴压比≤0.3 时，可设置构造边缘构件；

软件结果：地上一层部分墙肢轴压比≤0.3，仍生成约束边缘构件，导致配筋冗余。

二、规范有关规定

《建筑抗震设计规范》第 6.4.5 条中对于一、二、三级及四级抗震墙底层墙肢底截面的轴压比不大于表 6.4.5-1 规定的，墙肢两端可设置构造边缘构件。

6.4.5 抗震墙两端和洞口两侧应设置边缘构件，边缘构件包括暗柱、端柱和翼墙，并应符合下列要求：

1 对于抗震墙结构，底层墙肢底截面的轴压比不大于表6.4.5-1规定的一、二、三级抗震墙及四级抗震墙，墙肢两端可设置构造边缘构件，构造边缘构件的范围可按图6.4.5-1采用，构造边缘构件的配筋除应满足受弯承载力要求外，并宜符合表6.4.5-2的要求。

表6.4.5-1 抗震墙设置构造边缘构件的最大轴压比

抗震等级或烈度	一级(9度)	一级(7、8度)	二、三级
轴压比	0.1	0.2	0.3

《建筑抗震设计规范》

《高层建筑混凝土技术规程》第7.2.14-1

7.2.14 剪力墙两端和洞口两侧应设置边缘构件，并应符合下列规定：

1 一、二、三级剪力墙底层墙肢底截面的轴压比大于表7.2.14的规定值时，以及部分框支剪力墙结构的剪力墙，应在底部加强部位及相邻的上一层设置约束边缘构件，约束边缘构件应符合本规程第7.2.15条的规定；

表7.2.14 剪力墙可不设约束边缘构件的最大轴压比

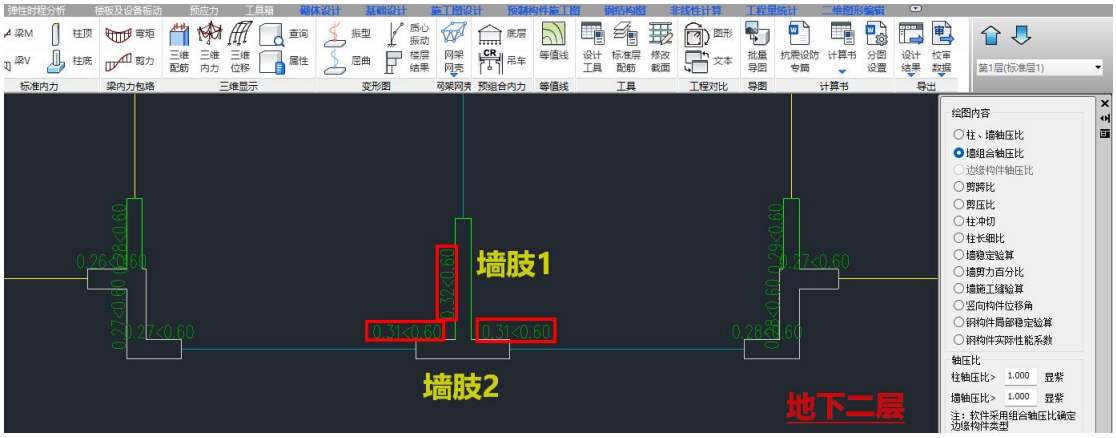
等级或烈度	一级（9度）	一级（6、7、8度）	二、三级
轴压比	0.1	0.2	0.3

《高层建筑混凝土技术规程》

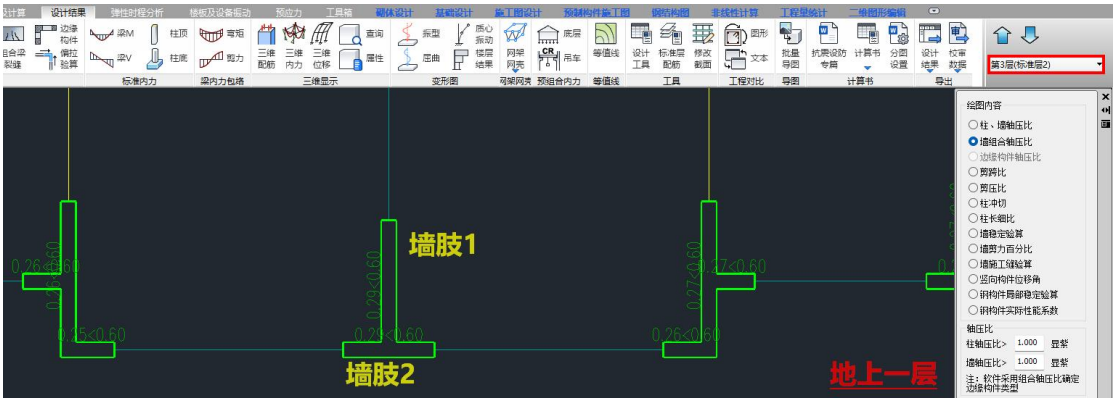
两本规范对于剪力墙两端和洞口两侧可不设约束边缘构件的最大轴压比要求是一致的。对于本工程，三级剪力墙结构的最大轴压比限值为0.3，当轴压比小于0.3时，应为构造边缘构件。

三、问题详解

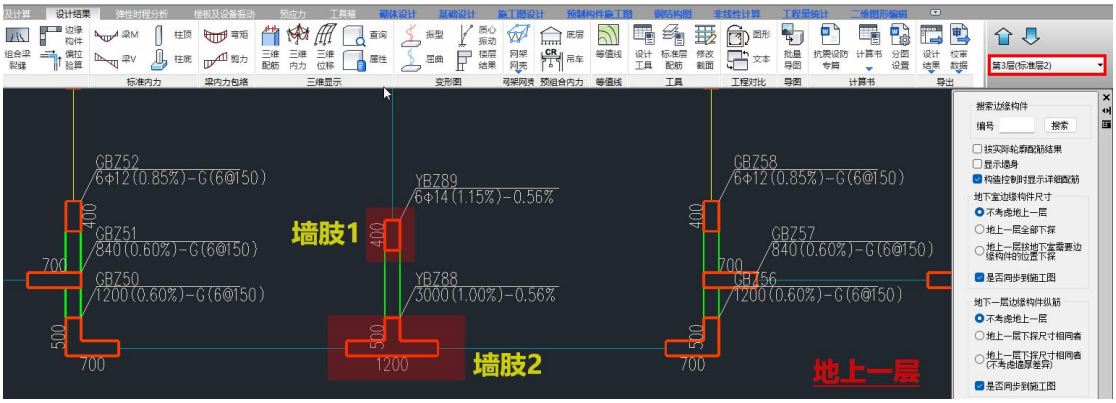
在下图所示的地上一层及地上一层往上的平面图中，所圈出来的部分墙肢的轴压比均小于0.3，但是软件生成的却是约束边缘构件：



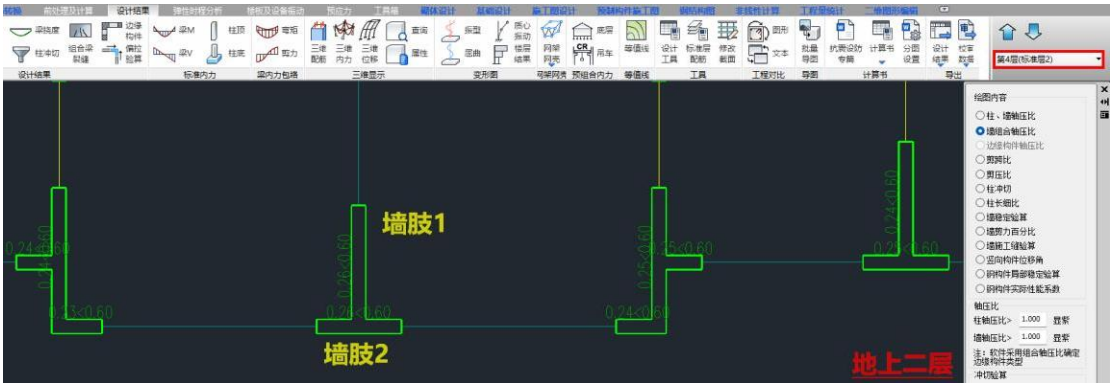
图一：地下二层墙肢1与墙肢2轴压比均大于0.3



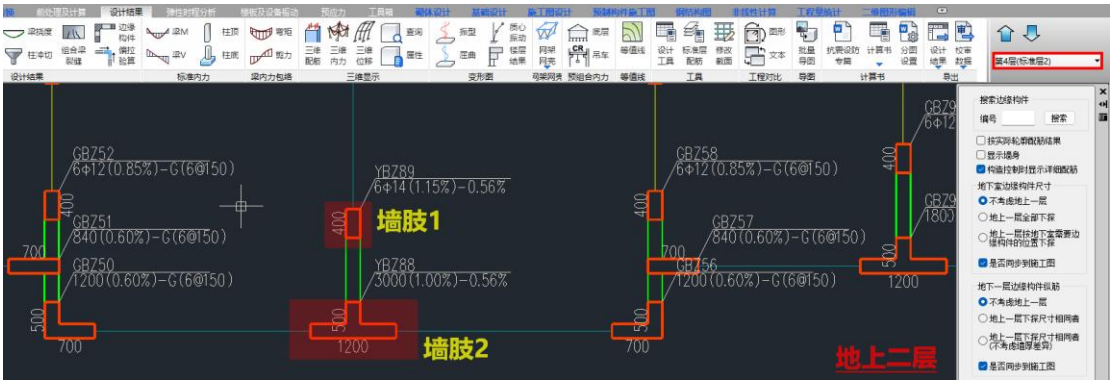
图二：地上一层墙肢 1 与墙肢 2 轴压比均小于 0.3



图三：墙肢 1 和墙肢 2 被程序判断为约束边缘构件



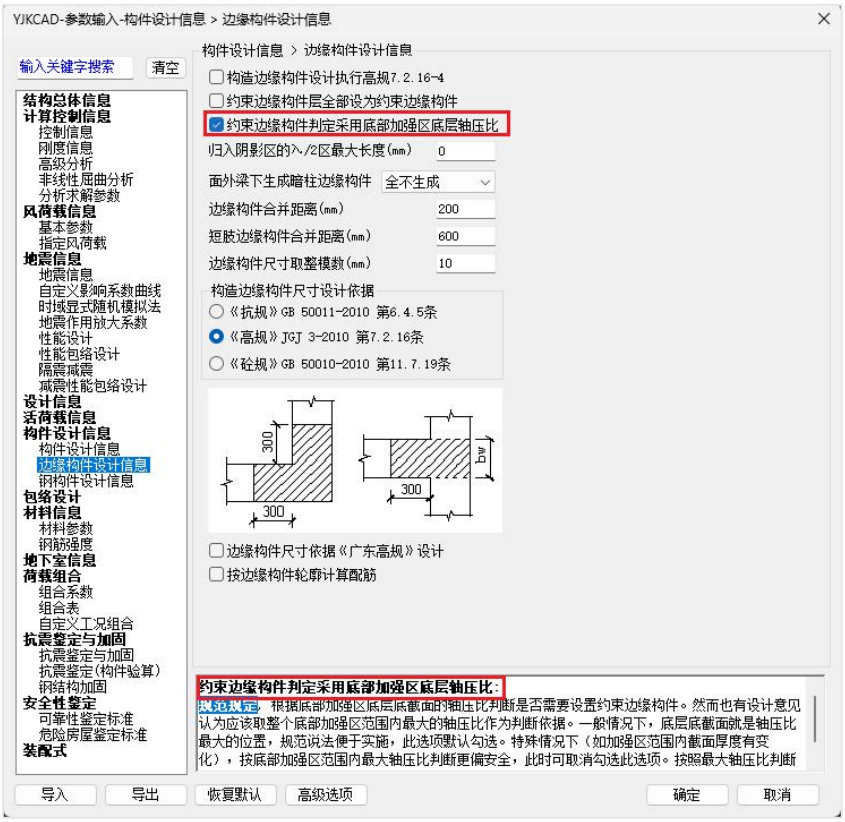
图四：地上二层墙肢 1 与墙肢 2 轴压比均小于 0.3



图五：墙肢 1 和墙肢 2 被程序判断为约束边缘构件

四、原因分析

出现这样的结果，是因为勾选了计算参数里边缘构件信息中的选项：**【约束边缘构件判定采用底部加强区底层轴压比】**



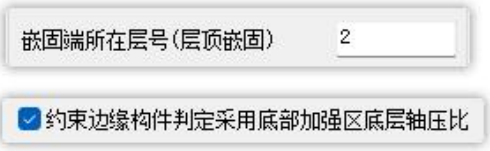
软件对该选项的解释如下：规范规定，根据底部加强区底层底截面的轴压比判断是否需要设置约束边缘构件。然而也有设计意见认为应该取整个底部加强区范围内最大的轴压比作为判断依据。一般情况下，底层底截面就是轴压比最大的位置，规范说法便于实施，此选项默认勾选。特殊情况下（如加强区范围内截面厚度有变化），按底部加强区范围内最大轴压比判断更偏安全，此时可取消勾选此选项。

对于参数解释理解如下：

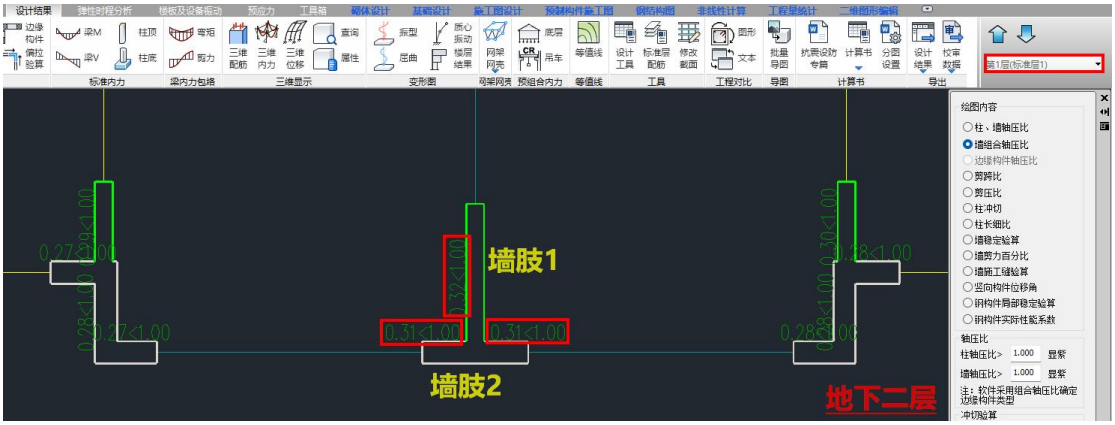
- **勾选**：以底部加强区底层墙肢轴压比为判定依据；
- **取消勾选**：以底部加强区范围内最大轴压比为判定依据（更严格）。

那么底层到底指的是哪层呢，底层跟什么参数有关系呢？规范对于底层的解释没有明确，盈建科对于底层的判断是根据嵌固端相关，比如本工程一开始嵌固端填写为 0，即基础嵌固，那么底层指的是地下二层；如果本工程嵌固端填写为 2，即地下一层为嵌固端，那么底层指的就是地上一层。因此就会出现当嵌固端在基础的时候，地上一层轴压比小于 0.3 程序判断是约束边缘构件的情况。

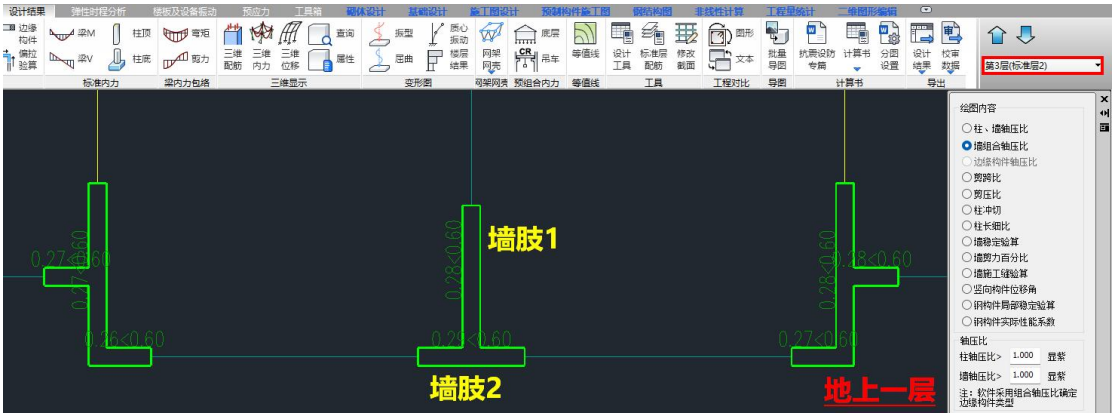
为了验证这一结论，可以复制一个模型，命名【模型二】，将计算参数嵌固端填写为 2，并且勾选**【约束边缘构件判定采用底部加强区底层轴压比】**。



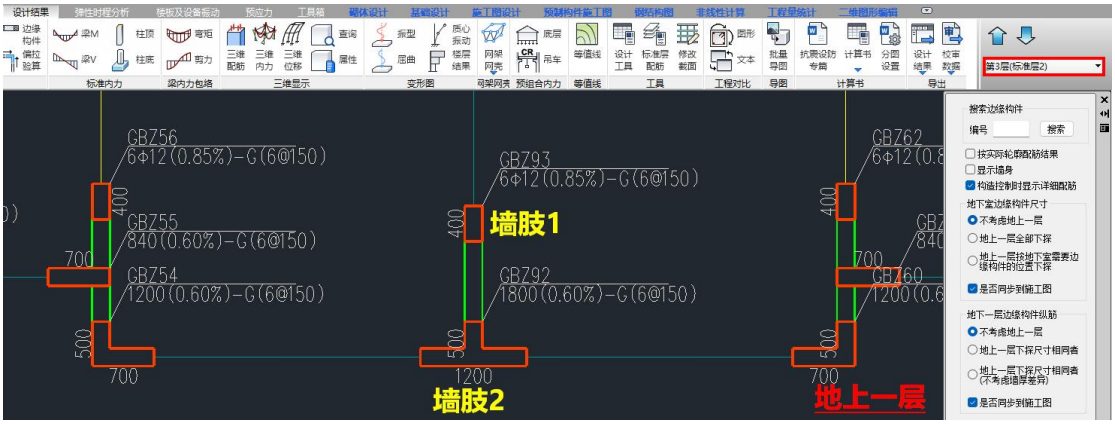
下面是【模型二】的轴压比和边缘构件的结果：



图六：地下二层墙肢 1 与墙肢 2 轴压比大于 0.3



图七：地上一层墙肢 1 与墙肢 2 轴压比都小于 0.3



图八：地上一层墙肢 1 和墙肢 2 被程序判断为构造边缘构件

从结果可以看出，当嵌固端设置为 2 时，即地下室一层顶嵌固，底层指的是地上一层。此时，底部加强区约束边缘构件的判断依据的是地上一层轴压比。由于地上一层墙肢 1 和墙肢 2 的轴压比都小于 0.3，所以判定为构造边缘构件。

五、结论及软件使用要点总结：

核心结论：

1）在盈建科中，“底层”的定义与嵌固端位置直接相关。当嵌固端在基础时，底层为地下二层，程序判定依据为地下二层轴压比；当嵌固端在地下室顶板时，底层为地上一层，判定依据为地上一层轴压比。若嵌固端设置错误或参数勾选不当时，可能导致轴压比≤0.3 的墙肢误判为约束边缘构件。

2）轴压比判定与边缘构件设计的准确性依赖于**嵌固端设置**和**软件参数匹配**。设计时应结合规范要求与软件逻辑，通过调整嵌固端位置及参数选项，确保约束/构造边缘构件的合理判定，兼顾结构安全性与经济性。

第 11 节 一个模型能否解决抗压抗浮设计？

背景：

在使用盈建科软件进行基础设计时，设计师常常会问“一个模型能否解决抗压抗浮设计？”，今天我们就这个问题进行剖析。

一、原理剖析

《建筑结构荷载规范》GB50009-2012 附录 A 中，覆土、砌体等材料容重是有区间范围的，为了在完成地下室基础设计时全面考虑荷载，设计师往往会采用两个模型进行计算，即抗压与抗浮模型。双模型的现状导致设计师面临工作量翻倍、修改易出错等问题。对比这两个模型，差异在于相关材料荷载不同，结合《建筑工程抗浮技术标准》JGJ 476-2019 第 6.3.7 节的要求（图 1），此类材料荷载的折减系数常取 0.9。

6.3.7 用于抗浮稳定性验算的总抗浮力应按表 6.3.7 组合系数计算确定。

表 6.3.7 抗浮力组合系数

荷载类型	对抗浮稳定不利时		对抗浮稳定有利时	
	甲级	乙级及以下	甲级及乙级	丙级
结构自重、结构和构件提供的抗拔力	1.10	1.05	1.0	1.05
结构内部固定设备、永久堆积物	1.05	1.0	0.95	1.0
结构上部填筑体、结构内部填筑体	1.0	0.95	0.9	0.95

图 1 抗浮力组合系数

大家都知道，基础的抗压抗拔承载力、冲切、配筋、稳定等验算都是通过荷载组合的方式得到内力数据后进行验算的，例如抗压承载力验算，就是看标准组合下的数据。所以要实现模型合并，我们必须得到抗浮模型各个组合下的数据。比对两个模型的差异，需要将抗压模型的恒载进行拆分，分为结构自重与其他恒载。只要软件能帮我们拆分出这两个工况，再通过修改或者增加组合的方式，折减相关荷载，得到抗浮模型的数据，我们就能完成模型的合并。

二、功能及实现方式

为实现恒载的数据拆分，我们需要利用 V6.0 版本增加的上部结构参数——“**生成抗浮恒载工况**”（图 2）。此参数会将“**结构恒载**”分为“**结构自重**”与“**其他恒载**”两个自定义工况，其中“**结构自重**”工况指的是**梁柱墙板等构件的自重**，“**其他恒载**”工况指的是除结构自重外的所有普通恒载（即我们常规输入的顶板覆土面荷载、砌体线荷载等）。点选此参数后，基础模块会接力这两个自定义工况，并且在基础荷载组合表中显示。

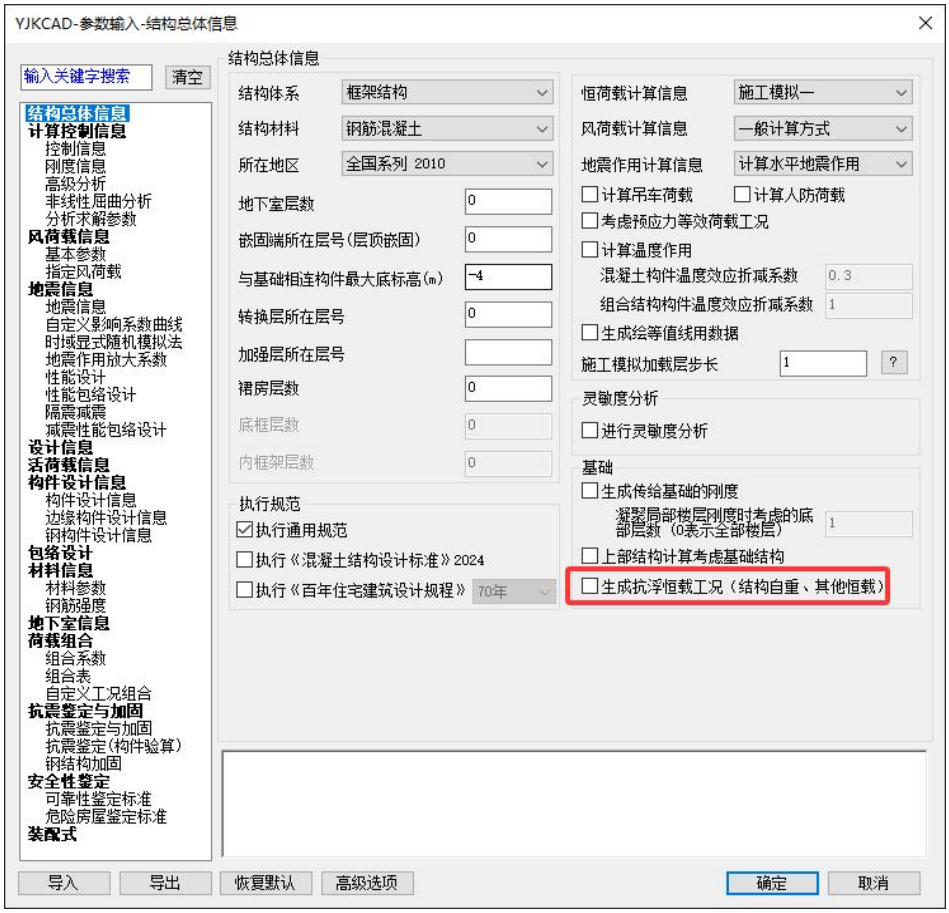


图 2 “生成抗浮恒载工况”参数页

下面具体举例说明组合表的修改。首先如果我们只想对覆土、砌体等荷载进行 0.9 的折减，那么在抗浮标准组合中，只需要按照图 3 所示操作，将“恒载”分项系数删除，“结构自重”分项系数设置为 1，“其他恒载”设置为 0.9 即可（见图 3）。



图 3 抗浮标准组合

对于抗浮基本组合，一般起控制作用的是 1.0 恒-1.35 水浮力的组合，所以我们需要对这个组合进行调整，将“恒载”分项系数删除，“结构自重”分项系数设置为 1，“其他恒载”设置为 0.9 即可

（见图 4）。

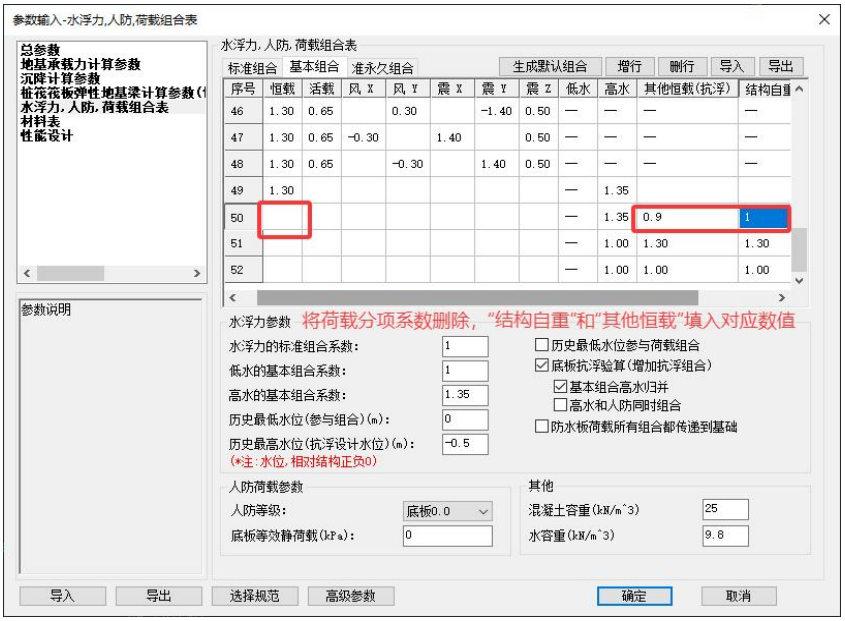


图 4 抗浮基本组合

注意：在基础模块中，“**结构自重**”指的是底板、承台等基础构件的自重，“**其他恒载**”指的是除结构自重外的所有基础恒载（如底板板面恒载、覆土荷载等）。

三、实际案例对比

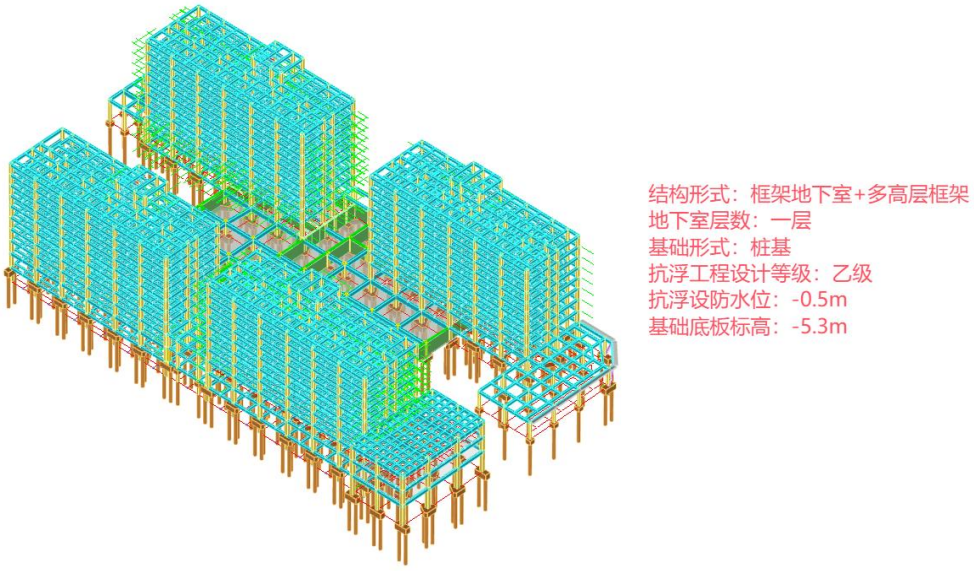


图 5 实际案例

以图 5 实际工程为例，为了得到抗浮模型，以前的做法是：将原抗压模型拷贝一份出来，对其中与抗浮设计相关的恒载进行折减，如抗压模型中顶板覆土荷载为 22kN/m^2，折减 0.9 得到抗浮模型顶板覆土荷载为 19.8kN/m^2（图 6），隔墙荷载为 10kN/m，折减 0.9 得到抗浮模型隔墙荷载为 9kN/m，其他恒载折减同理可得，此模型记为“旧模式抗浮模型”。

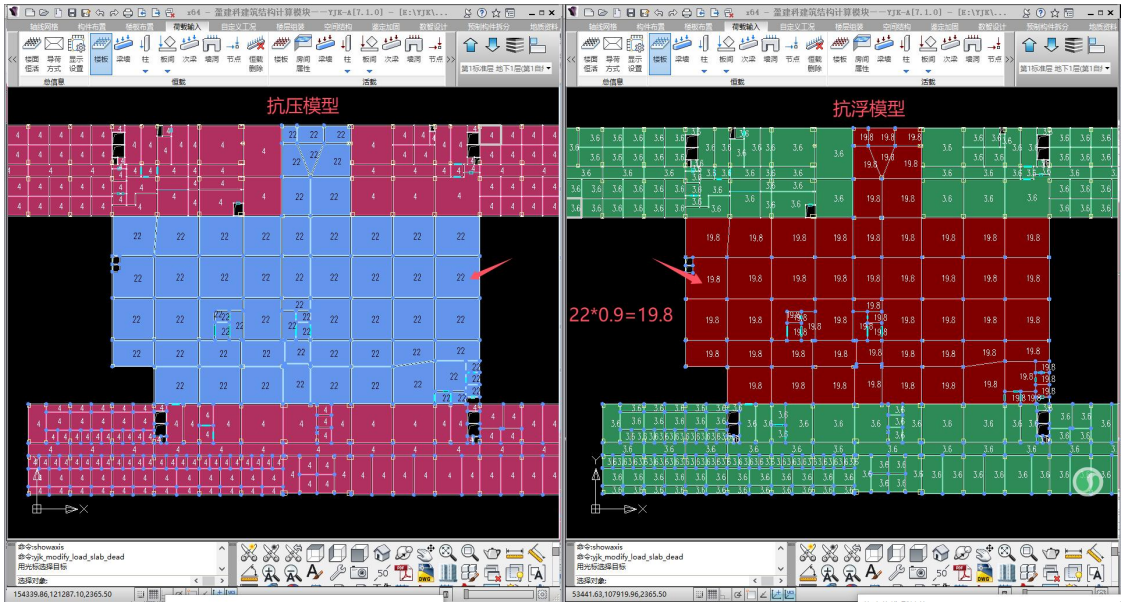


图 6 抗压、抗浮模型覆土荷载

现在的做法是：直接对原抗压模型进行调整，即在上部结构计算参数中点选“生成抗浮恒载工况”，并修改基础模块计算参数中的荷载组合表，此模型记为“新版抗压抗浮模型”。

运行软件并计算后，得到“旧模式抗浮模型”与“新版抗压抗浮模型”的相关抗浮验算数据（图 7-图 10），两者进行对比，可发现数据高度吻合，从而得出结论，“新版抗压抗浮模型”的实现方法是可行的。

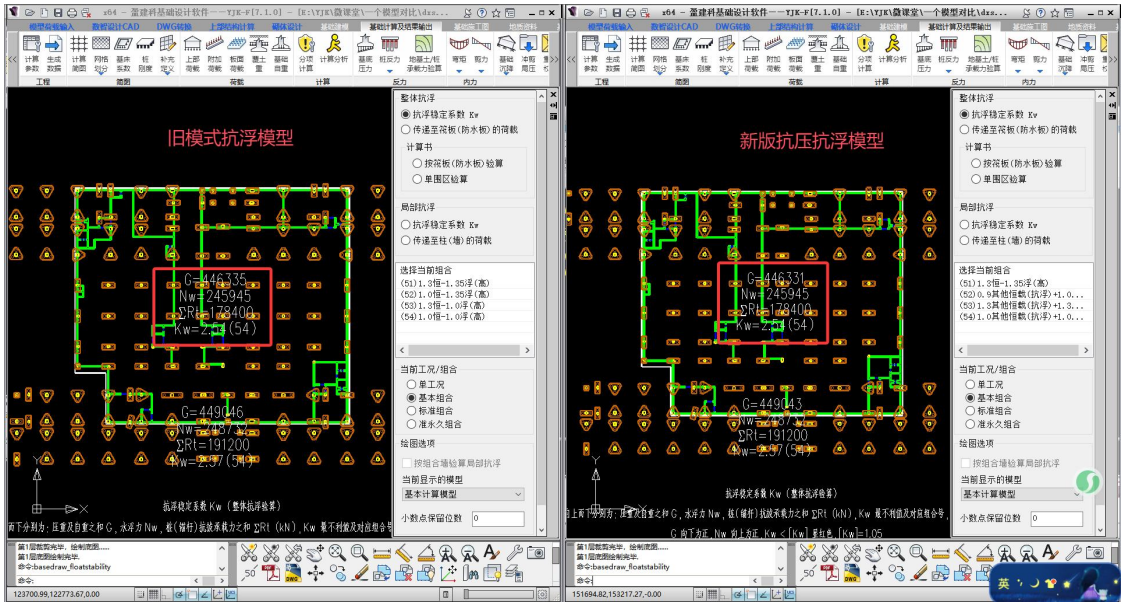


图 7 整体抗浮数据对比

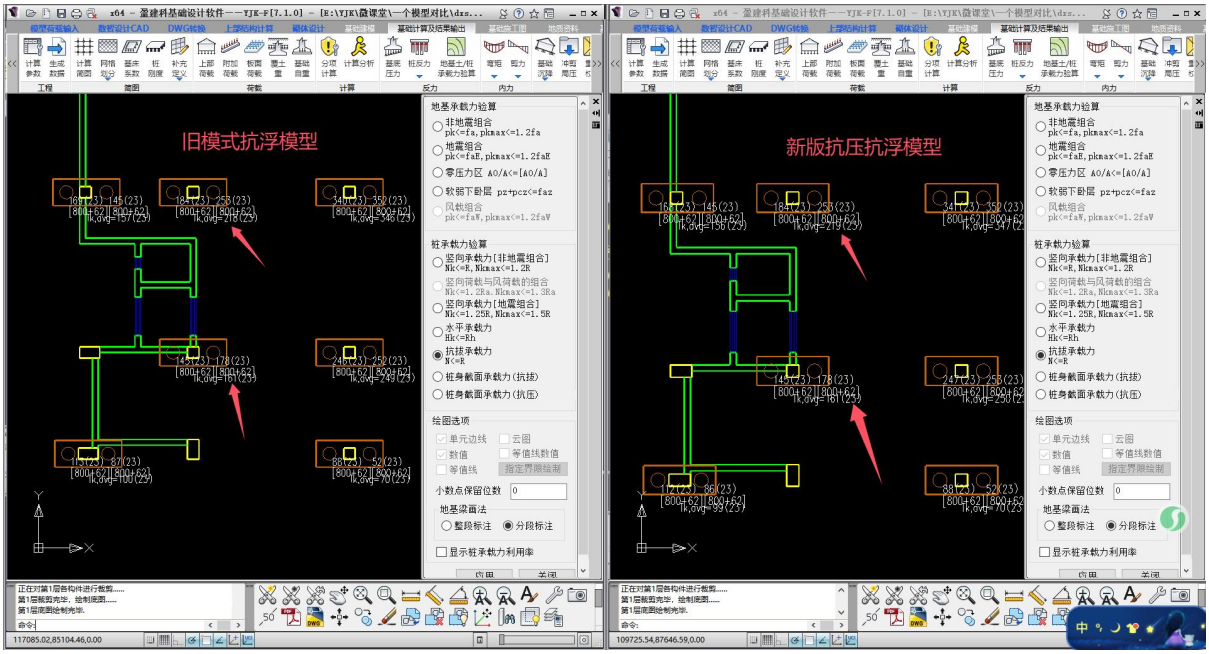


图 8 抗拔承载力数据对比

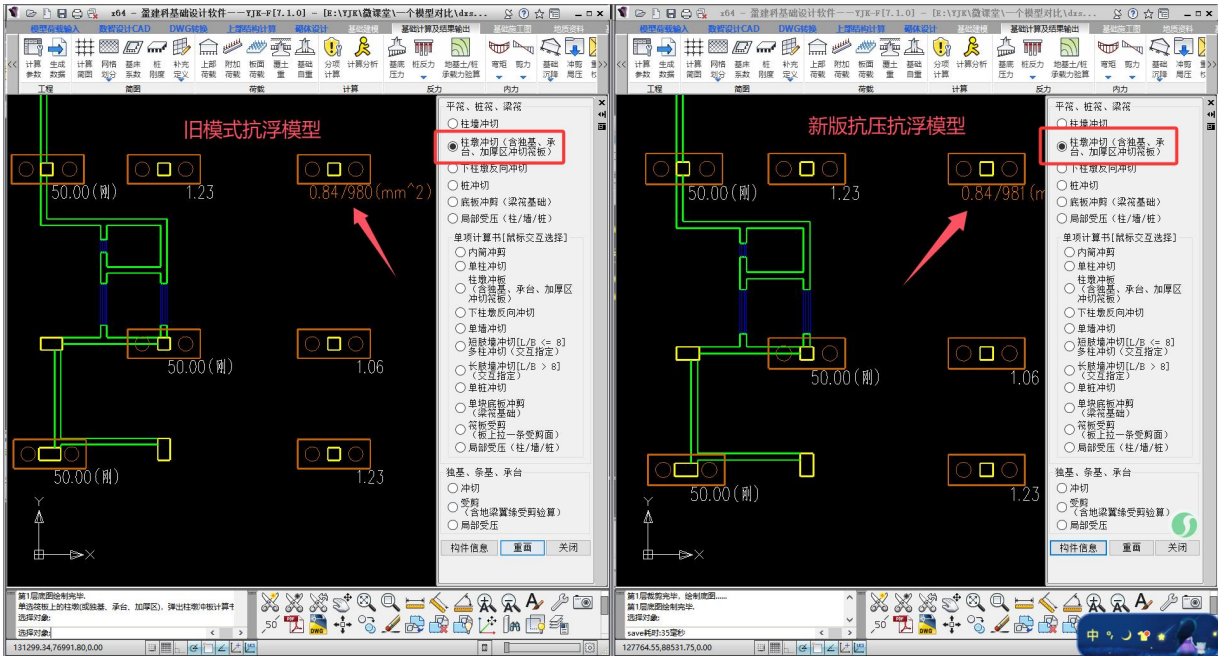


图 9 柱墩冲切数据对比

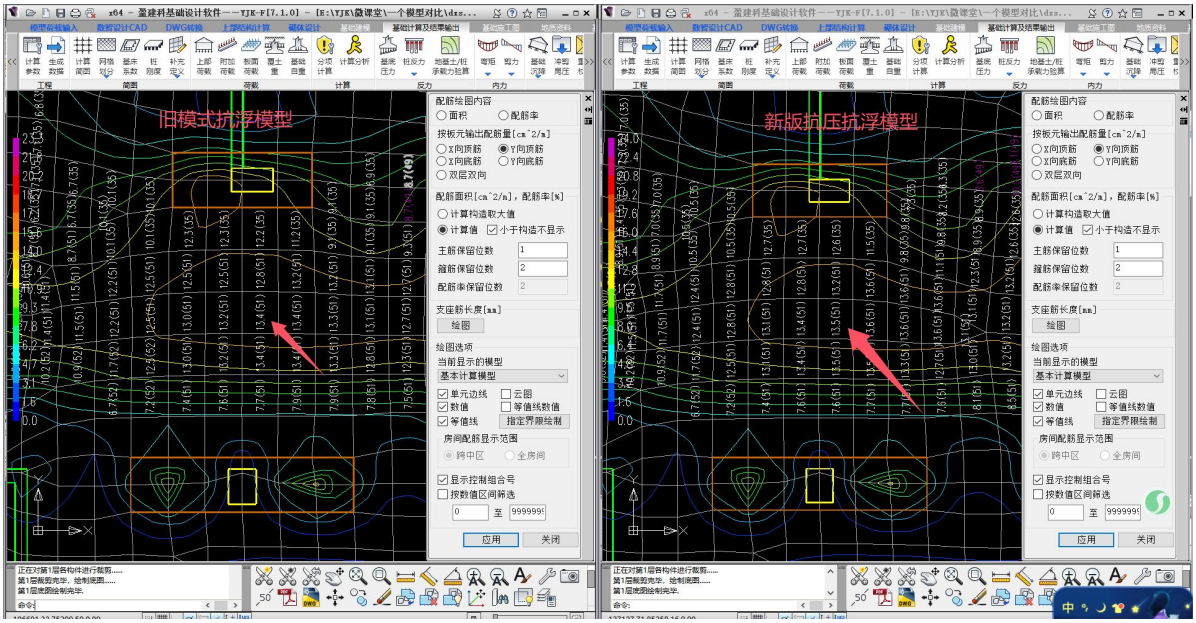


图 10 底板配筋数据对比

四、注意点

这种一个模型就实现抗压抗浮设计的做法，在实际使用过程中有几点需要注意。

注意点一:建议对设置好的组合数据进行导出保存（图 11）。目前当用户重新读取上部数据时，软件会自动重置组合表，此时可以通过导入之前保存的数据来解决此问题。而且，导出数据也有利于后续工程的使用。



图 11 数据导入、导出

注意点二：某些设计师做多层项目时，抗浮模型会不考虑砌体荷载。对此类情况，我们可以将这些荷载用自定义恒载的方式加上去，基础荷载组合表中也会有单独的一列（图 12），然后人为指定其分项系数为 0，实现该项荷载的不考虑。

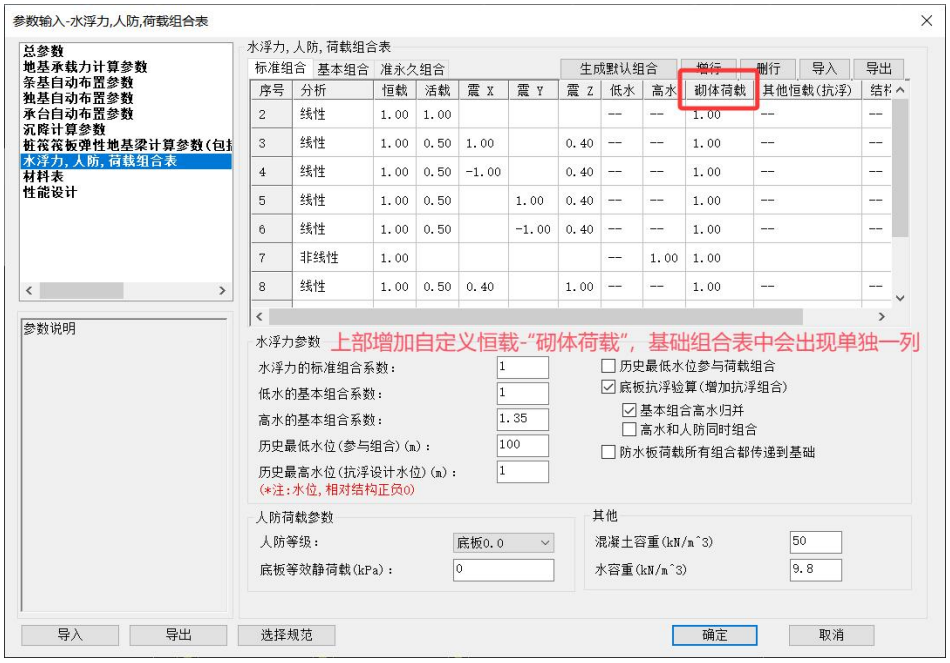


图 12 自定义恒载（砌体荷载）

注意点三：不建议在基础计算参数的基本组合表中修改或增加高水分项系数为 1 的组合。软件进行稳定验算是根据“抗浮力组合系数”与“高水分项系数为 1 的基本组合”的数据来判定是否满足稳定的（图 13）。

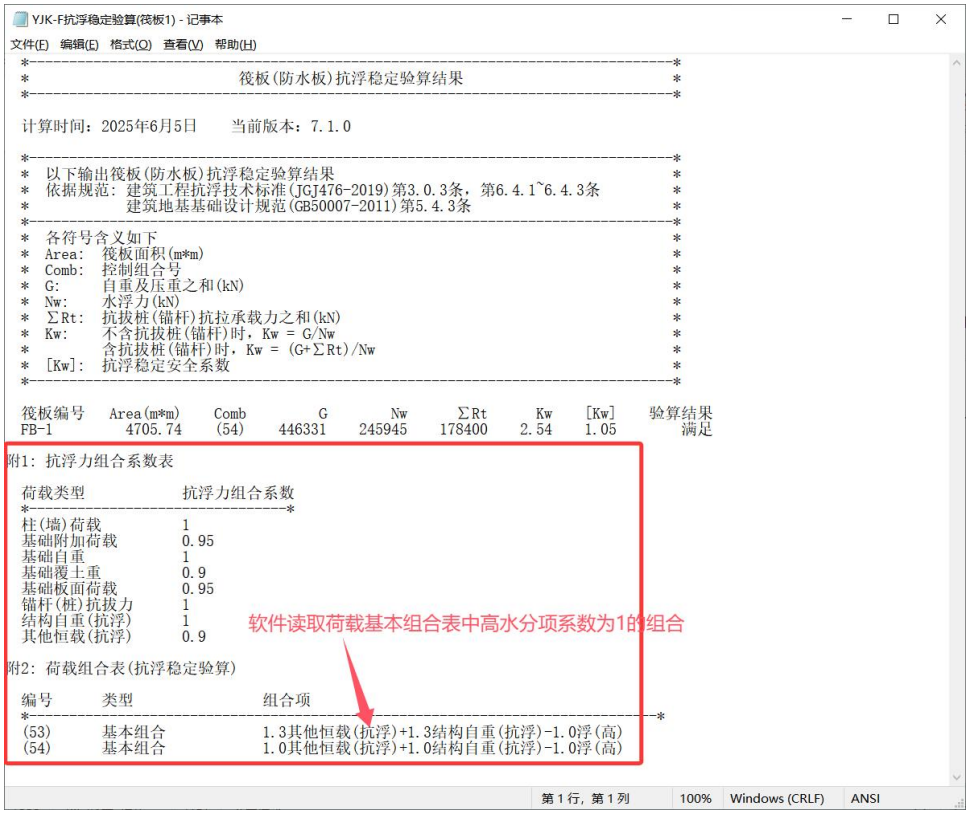


图 13 抗浮稳定计算书

如果“抗浮力组合系数”中“其他恒载”的系数为 0.9，“高水分项系数为 1 的基本组合”中出现“其他恒载”的分项系数为 0.9 的情况，那么“其他恒载”的数据会缩小到 0.9*0.9=0.81 倍（两者是连乘的关系）进行稳定验算。

此处需明确，软件“抗浮力组合系数”对应《建筑工程抗浮技术标准》JGJ 476-2019 第 6.3.7 条的要求，仅影响抗浮稳定验算，不影响承载力验算、配筋等验算。

注意点四：“结构恒载”≠“结构自重”+“其他恒载”。“结构自重”与“其他恒载”是通过“一次性加载”的施工次序分析所得，与我们常规的“施工模拟三”下的“结构恒载”的内力会有点差异。但此功能一般用于地下室，层数少，内力影响小，一般可忽略此部分影响。

综上所述，在地下室基础设计中，通过合理利用软件功能，一个模型即可实现抗压抗浮设计。这不仅有效解决了双模型设计带来的工作量大、易出错等问题，还提高了设计效率和准确性。

第 12 节 整体抗浮稳定中 G 如何计算？

近日收到用户反馈，盈建科基础模块的整体抗浮稳定验算中压重及自重之和 G 的数值比手工核算偏大，用户对此产生疑问：是否是软件计算错了？软件是如何计算的？G 的计算有哪些需要注意的？本文就以此工程为例，进行手工核对，解决大家的疑问，并列出大家经常会忽视的要点，助力工程师们更好地进行抗浮设计。

一、问题

桩筏基础如图 1，筏板厚 600mm，采用单桩和两桩承台，整体抗浮稳定验算中压重及自重之和 G 手算为 49462kN（图 3），软件计算为 54257kN（图 2），软件比手算的结果大 5000kN 左右，是什么原因？

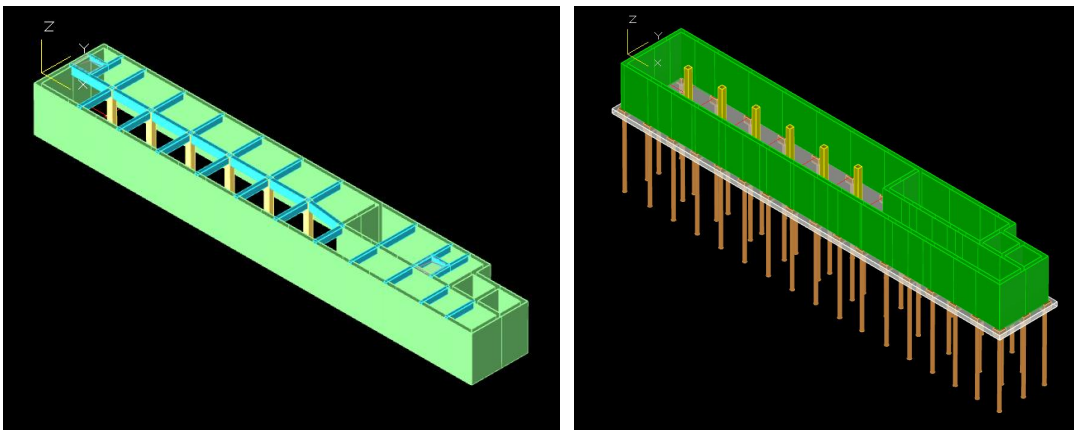
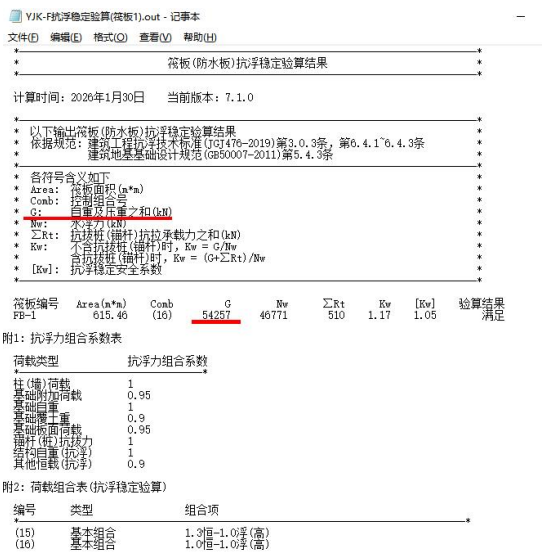


图 1 上部结构及桩筏基础模型



YJK-F抗浮稳定验算(筏板1).out - 记事本

文件(F) 编辑(E) 格式(O) 查看(V) 帮助(H)

筏板(防水板)抗浮稳定验算结果

计算时间：2026年1月30日　　当前版本：7.1.0

以下输出筏板(防水板)抗浮稳定验算结果
依据规范：建筑工程抗浮技术标准(JGJ476-2019)第3.0.3条，第6.4.1~6.4.3条
　　建筑地基基础设计规范(GB50007-2011)第5.4.3条

各符号含义如下
Area：筏板面积(m*m)
Comb：控制组合号
G：自重及压重之和(kN)
Nw：水浮力(kN)
∑Rt：抗拔桩(锚杆)抗拔承载力之和(kN)
Kw：不含抗拔桩(锚杆)时，Kw = G/Nw
　　含抗拔桩(锚杆)时，Kw = (G+∑Rt)/Nw
[Kw]：抗浮稳定安全系数

筏板编号	Area(m*m)	Comb	G	Nw	∑Rt	Kw	[Kw]	验算结果
FB-1	615.46	(16)	54257	46771	510	1.17	1.05	满足

附1：抗浮力组合系数表

荷载类型	抗浮力组合系数
柱(墙)荷载	1
基础附加荷载	0.95
基础自重	1
基础覆土重	0.9
基础板面荷载	0.95
锚杆(桩)抗拔力	1
结构自重(抗浮)	1
其他恒载(抗浮)	0.9

附2：荷载组合表(抗浮稳定验算)

编号	类型	组合项
(15)	基本组合	1.3恒-1.0浮(高)
(16)	基本组合	1.0恒-1.0浮(高)

水池抗浮验算G-Nw >0	
水容重	9.80 kg/m³
混凝土容重	25.00 kg/m³
覆土容重	18.00 kg/m³
筏板外边线面积	616.0 m2
挑板面积	95.7 m2
底板厚	0.6 m
挑板宽	0.7 m
挑板覆土厚度	7.13 m
上部恒载	27940 KN
筏板自重	9240 KN
挑板土压重	12282 KN
G 压重及自重之和	49462 KN
Nw 水浮力	48998KN
G-Nw 抗浮验算	464 KN

*恒载 = 上部恒载+筏板自重+挑板土压重

图 2 盈建科整体抗浮计算书中的 G

图 3 用户手工核算 G

二、规范要求

《建筑工程抗浮技术标准》（以下简称《抗浮标准》）第 3.0.3 条规定了建筑工程抗浮稳定性验算中 G 为建筑结构自重、附加物自重、抗浮结构及构件抗力设计值的总和。第 6.3.7 条规定用于抗浮稳定性验算的总抗浮力要考虑抗浮力组合系数。

3.0.3 建筑工程抗浮稳定性应符合下式规定：

$$G/N_{w,k} \geqslant K_w \qquad (3.0.3)$$

式中：G——建筑结构自重、附加物自重、抗浮结构及构件抗力设计值总和（kN）；

$N_{w,k}$——浮力设计值（kN）；

K_w——抗浮稳定安全系数，按表 3.0.3 确定。

表 3.0.3 建筑工程抗浮稳定安全系数

抗浮工程设计等级	施工期抗浮稳定安全系数 K_w	使用期抗浮稳定安全系数 K_w
甲　级	1.05	1.10
乙　级	1.00	1.05
丙　级	0.95	1.00

发部信息公开

图 4 《抗浮标准》3.0.3 条 G 的规定

6.3.7 用于抗浮稳定性验算的总抗浮力应按表 6.3.7 组合系数计算确定。

表 6.3.7 抗浮力组合系数

荷载类型	对抗浮稳定不利时		对抗浮稳定有利时	
	甲级	乙级及以下	甲级及乙级	丙级
结构自重、结构和构件提供的抗拔力	1.10	1.05	1.0	1.05
结构内部固定设备、永久堆积物	1.05	1.0	0.95	1.0
结构上部填筑体、结构内部填筑体	1.0	0.95	0.9	0.95

图 5 《抗浮标准》6.3.7 条组合系数

需要注意的是，从以上规范条文可知，抗浮稳定性验算中的总抗浮力，并不是所有恒载数值的代

数相加，还需要考虑抗浮力组合系数，不同类型的抗浮力分别乘以对应的抗浮力组合系数再求和，才是总的抗浮力。

抗浮力组合系数在盈建科软件的【基础建模】【荷载】【荷载组合】中进行设置和查看。

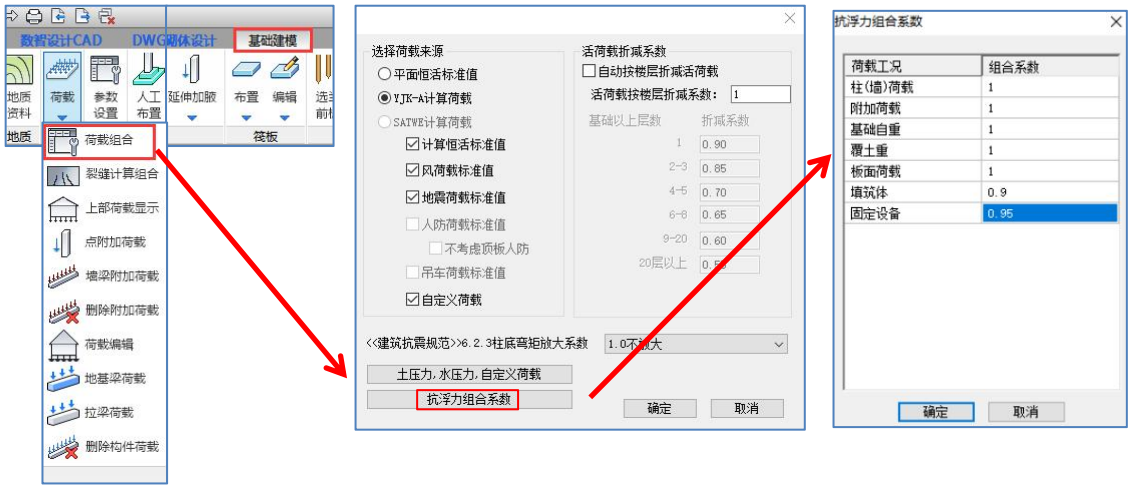


图 6 抗浮力组合系数的设置

三、计算自重及压重之和 G 的核算

先确定自重及压重之和 G 的组成，查看【基础计算及结果输出】中的平衡校核文件，如图 7，可知本模型的恒载包括上部恒载、板面荷载、自重。



图 7 平衡校核结果

1. 自重

整体抗浮稳定验算中，自重是指基础自重，包括筏板、承台、桩的重量。

(1) 筏板重 G1

筏板面积 615.46m^2、混凝土容重 25kN/m^3、筏板厚 0.6m，

筏板重 G1=615.46x0.6x25=9231.9kN

(2) 承台重 G2（下凸于筏板）

承台与筏板顶平（图 8），承台在筏板范围内的重量计入到筏板中，下凸于筏板部分的重量应单独计算。

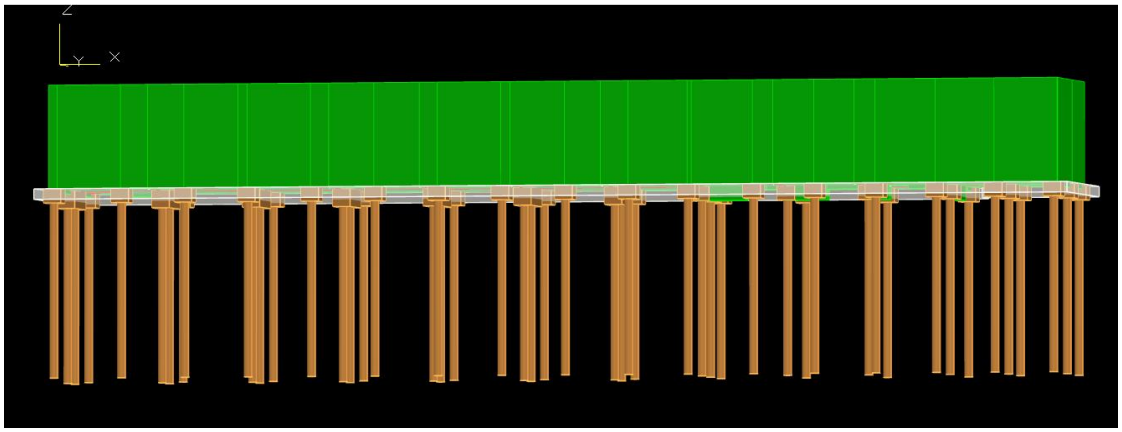


图 8 筏板与承台顶平三维图

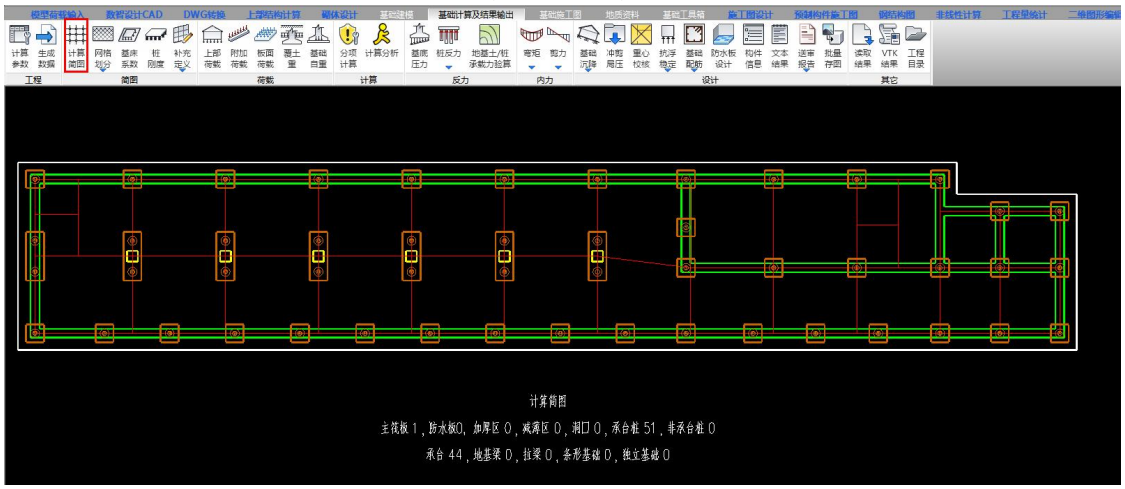
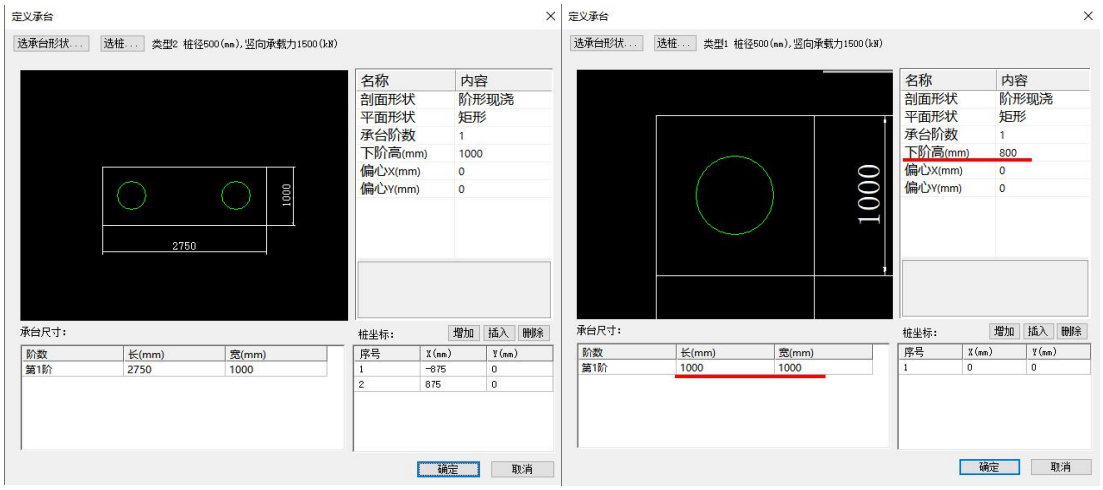


图 9 计算简图



（a）两桩承台　　（b）单桩承台

图 10 承台定义对话框

从图 9 计算简图、图 10 承台定义对话框可知：两桩承台尺寸 2750mmx1000mmx1000mm，数量 7 个；单桩承台尺寸 1000mmx1000mmx800mm，数量 37 个。筏板厚 600mm，即可求出承台下凸于筏板部分的重量：

两桩承台下凸于筏板的重量：25x2.75x1x(1-0.6)x7=192.5kN

单桩承台下凸于筏板的重量：25x1x1x(0.8-0.6)x37=185kN

承台总重 G2=192.5+185=377.5kN

筏板、承台总重为 9231.9+377.5=9609.4kN 与平衡校核中的自重一致。

(3) **桩重 G3**

在基础计算中基础自重不考虑桩的重量，平衡校核、围区统计也没有考虑桩的重量。在整体抗浮稳定验证中，扣除水浮力的桩重对抗浮稳定提供抗浮力。为了提高计算的准确性，软件从 V5.1 版本开始，抗浮稳定验算时基础自重计入了桩的浮重度，即扣除水浮力的桩的重量。用户采用的是 7.1.0 版本，整体抗浮稳定验算中的 G 计入了桩的浮重度。

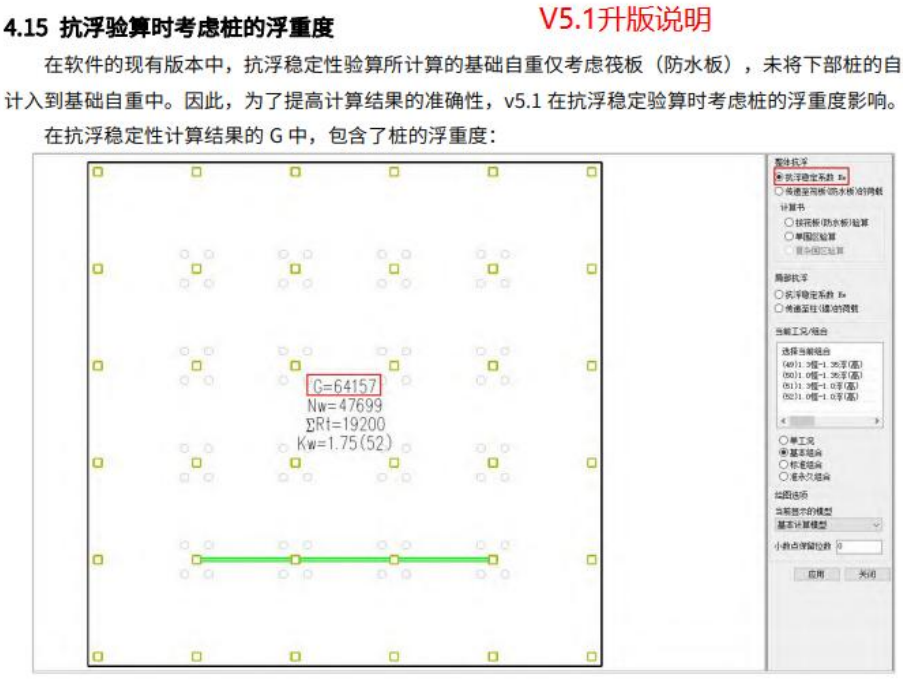


图 11 V5. 1 升版说明

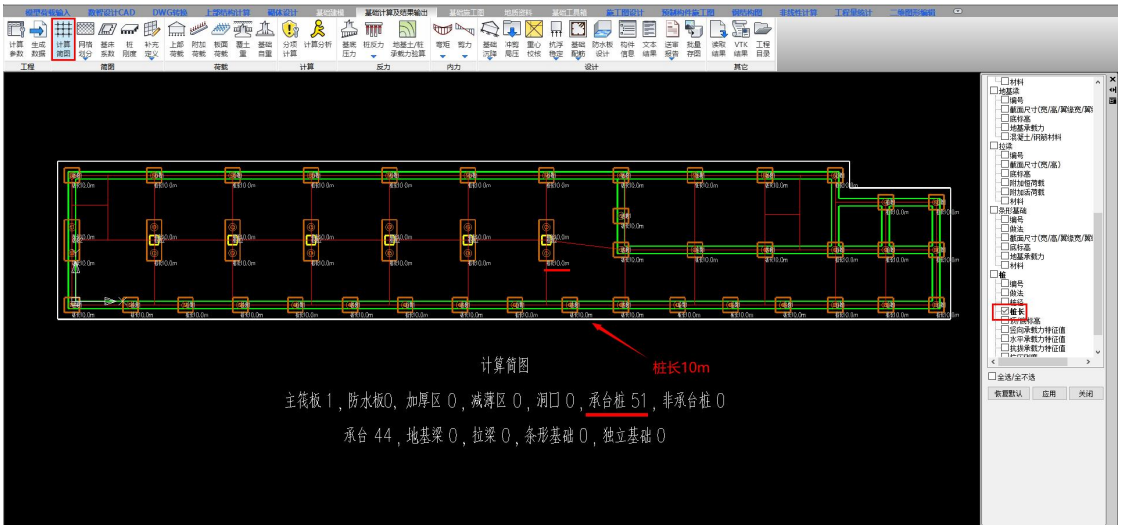


图 12 桩长、桩数量的计算简图



图 13 桩定义对话框

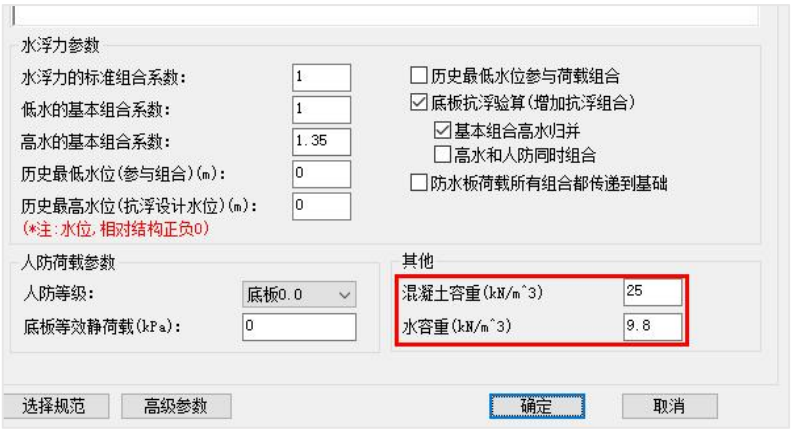


图 14 混凝土容重及水容重

查看计算简图及桩定义（图 12-14），可知：桩长 10m，桩自重 25kN/m³，水容重 9.8kN/m³ ，桩外径 0.5m，壁厚 0.125m，桩总数量为 51 个。

单桩自重=3.14x（0.5x0.5-0.25x0.25）/4x10x25=36.7968kN

单桩浮力=3.14x0.5x0.5/4x10x9.8=19.2325kN

单桩重=36.7968 -19.2325 =17.5644kN

总桩重量 G3=17.5644 x51=895.7844kN

需要注意：对于管桩，桩水浮力按外径计算，认为管内无水；桩重扣除空心，按壁厚考虑。

2．板面荷载

用户手核表格中有覆土重，查看模型（图 15），发现覆土重为 0，板面恒载中筏板外挑区域输入了 129kpa 的恒载（图 16）。即模型中覆土是按板面恒载输入的，覆土重应按板面恒载所在单元面积计算。

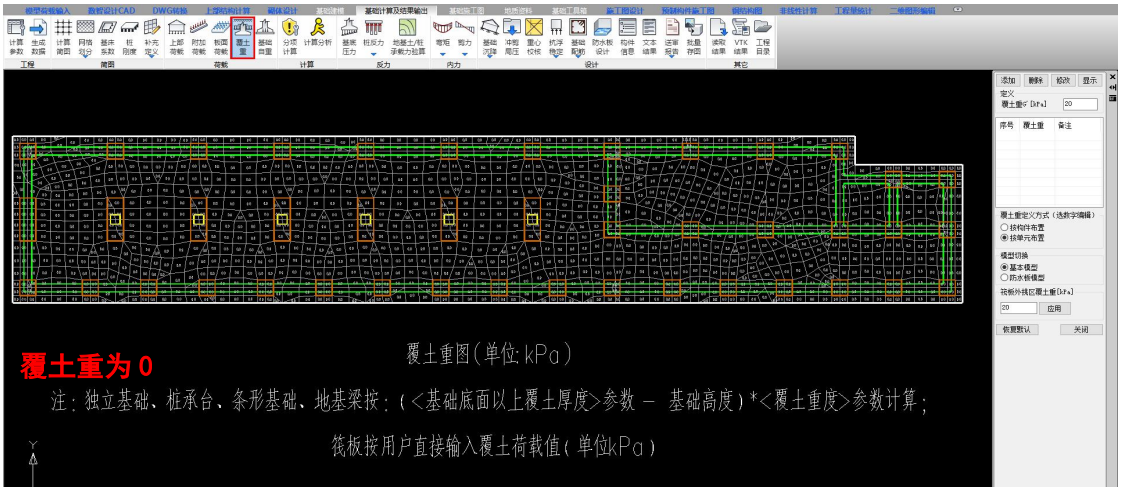


图 15 覆土重简图

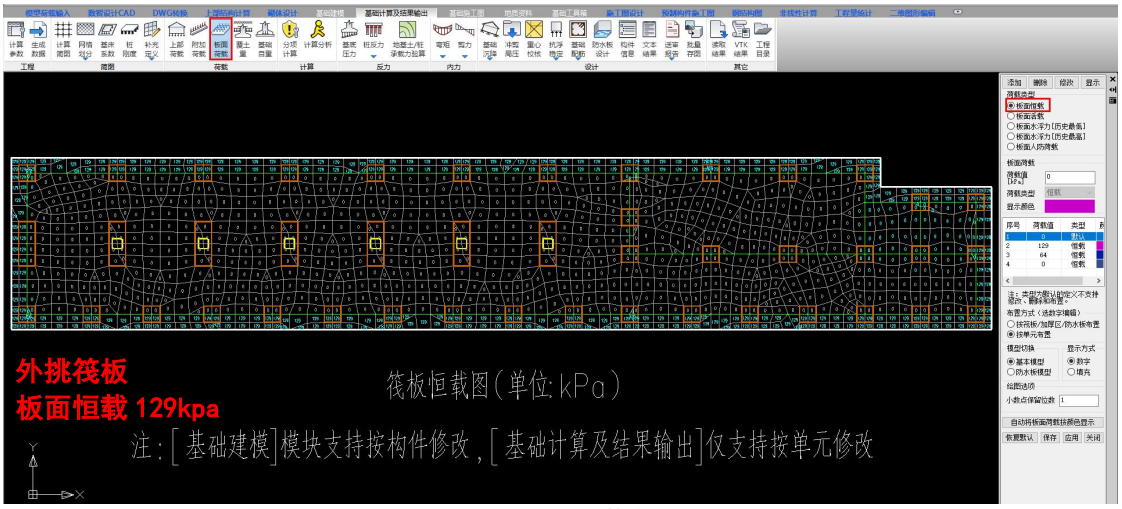


图 16 板面恒载简图

将板面筏板恒载简图导入到 CAD 中，分别得到筏板总面积（图 17）、主楼轮廓内面积（图 18），进而得到筏板外挑总面积。

筏板面积 615.46m²、主楼轮廓面积 486.45m²，板面恒载（覆土重）129kpa

板面恒载（覆土）面积=615.46 -486.45 =129.01m²

板面恒载（覆土）重：129.01x129=16642.29kN

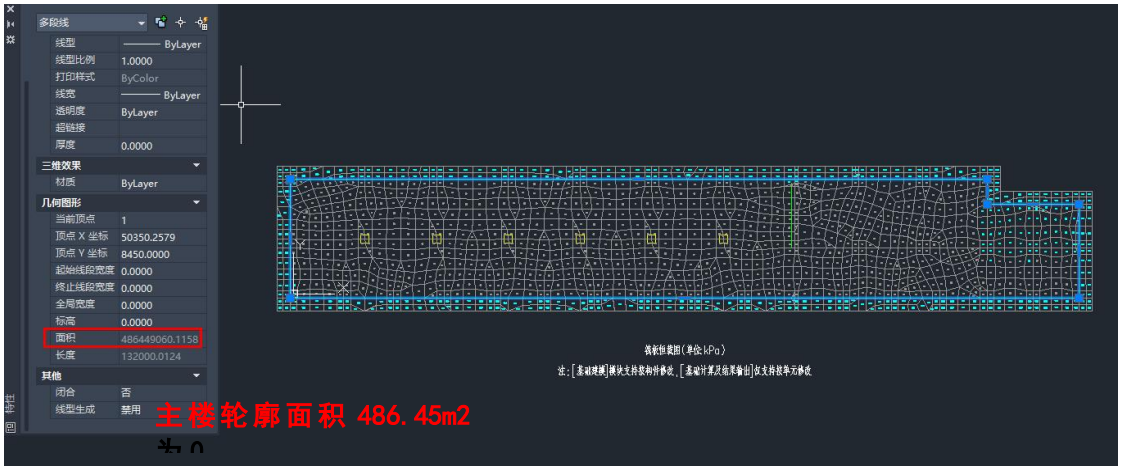


图 17 cad 中主楼轮廓面积

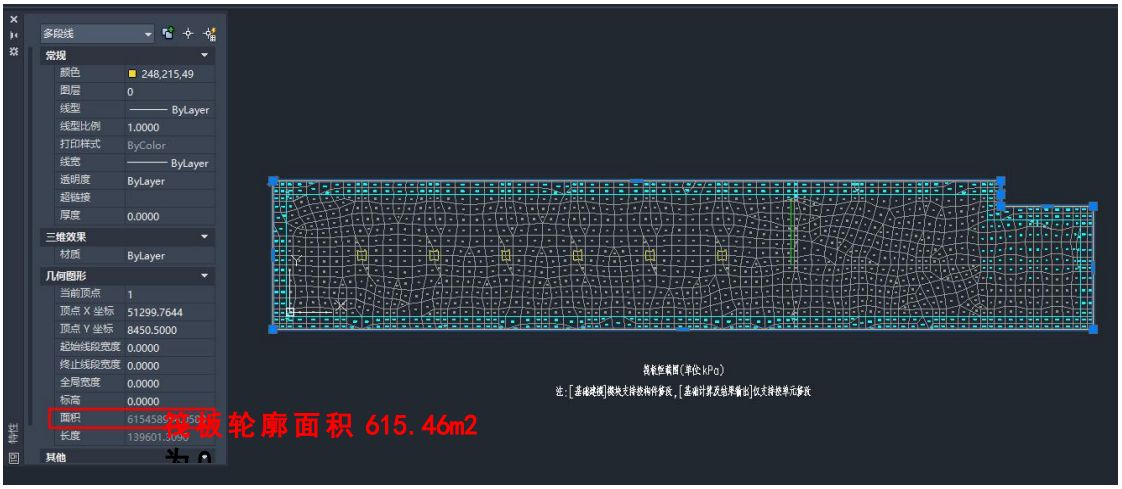
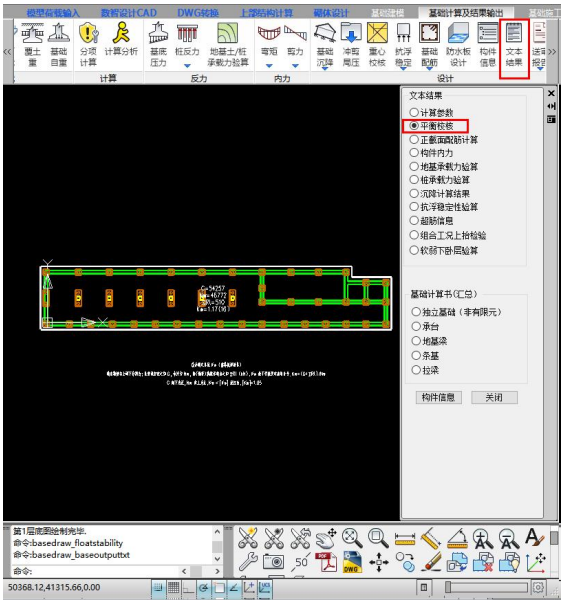


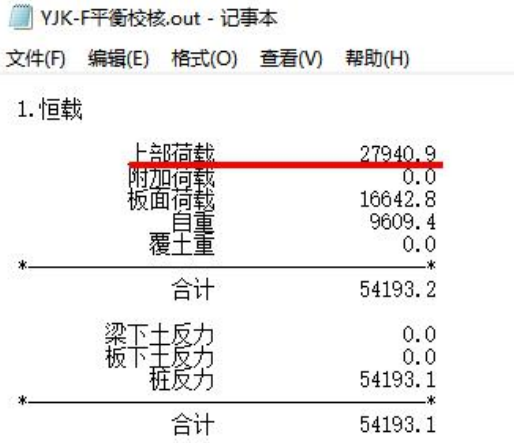
图 18 cad 中外轮廓面积

3. 上部恒载

上部恒载直接从平衡校核中读取（图 19），也可以在上部荷载围区统计的文本结果（图 20）中查到。本模型上部恒载为 27940.9kN。

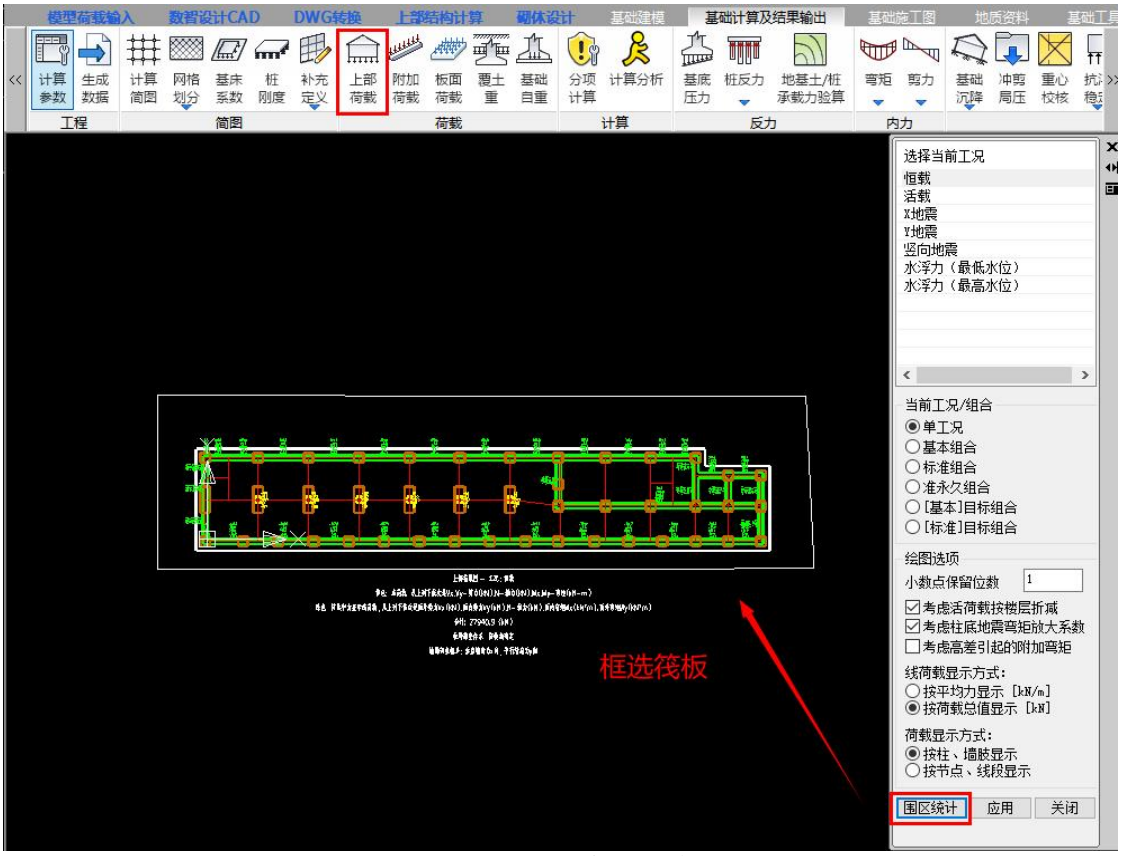


（a）平衡校核菜单



（b）平衡校核文本结果

图 19 平衡校核



（a） 围区统计菜单

YJK-F荷载统计.out - 记事本

文件(F) 编辑(E) 格式(O) 查看(V) 帮助(H)

yjk-F 荷载统计(交互围区)

说明：所有荷载都转换到整体坐标系下，单位制kN-m

所围板区的有效面积为：615.4590 m*m

一、竖向荷载(向下为正)

工况/荷载类型	上部荷载	附加荷载	板面荷载	自重	覆土重	合计
恒载	27940.9	0.0	16642.8	9609.4	0.0	54193.2
活载	22846.5	0.0	19061.9	0.0	0.0	41908.4
X风	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Y风	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
X地震	-18.8	0.0	0.0	0.0	0.0	-18.8
Y地震	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	1.4
竖向地震	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
人防荷载	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
平面恒载	27937.9	0.0	16642.8	9609.4	0.0	54190.2
平面活载	22829.3	0.0	19061.9	0.0	0.0	41891.2
水浮力（最低水位）	0.0	0.0	-46771.5	0.0	0.0	-46771.5
水浮力（最高水位）	0.0	0.0	-46771.5	0.0	0.0	-46771.5
恒载（不计自重和覆土重）	27940.9	0.0	16642.8	0.0	0.0	44583.7
平面恒载（不计自重和覆土重）	27937.9	0.0	16642.8	0.0	0.0	44580.8

（b） 围区统计菜单

图 20 围区统计

4．抗浮力组合系数

根据前述，抗浮稳定验算中需要考虑抗浮力组合系数，在【基础建模】【荷载】【荷载组合】查看各恒载对应的抗浮力组合系数：柱墙荷载 1.0、基础自重 1.0、基础板面荷载 0.95（图 21）。

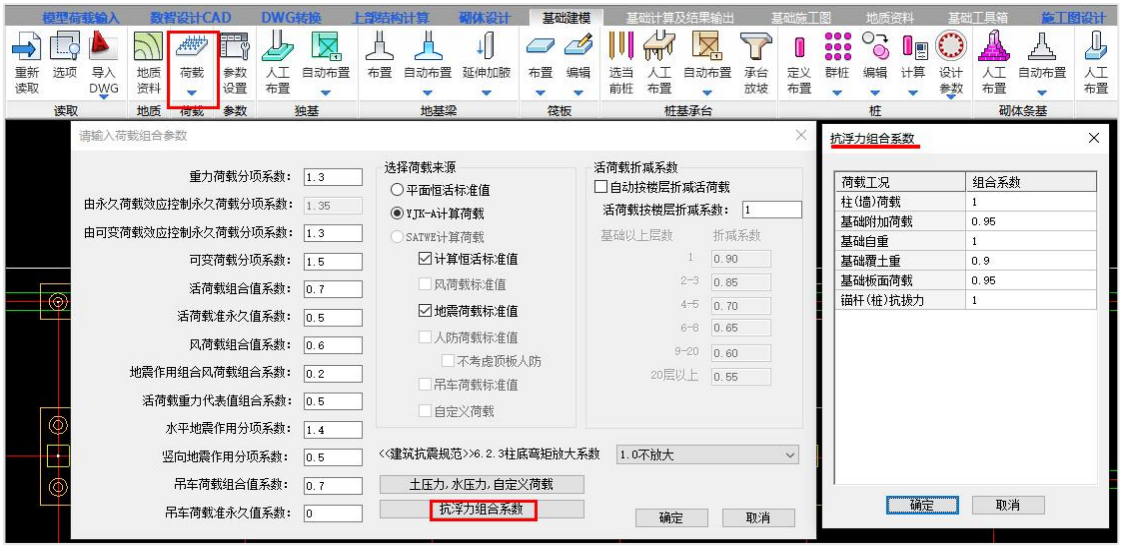


图 21 抗浮力组合系数设置和查看

在抗浮稳定验算计算书中也列出了抗浮力组合系数，如图 22。



图 22 抗浮稳定验证中输出的抗浮力组合系数

5．自重及压重之和 G

将自重（筏板重、承台重、桩重）、板面恒载、上部恒载及其对应的抗浮力组合系数统计到表 1 中，得到抗浮稳定验算中的自重及压重之和 G 为 54256.26kN。

表 1 自重及压重之和 G 统计表

荷载类型	荷载数值（kN）	抗浮力组合系数	荷载数值 x 抗浮力（kN）	G= Σ 荷载数值 x 抗浮

						力（kN）
自重	筏板重	9231.9	10505.18	1.0	10505.18	54256.26
	承台重	377.5				
	桩重	895.78				
板面恒载		16642.29		0.95	15810.18	
上部恒载		27940.9		1.0	27940.9	

软件中，在【基础计算及结果输出】【抗浮稳定】选“抗浮稳定系数 Kw”，在抗浮稳定系数简图中查看 G，如图 23；也可以选“计算书-按筏板防水板验算”再点选筏板，弹出抗浮稳定验算的文本结果，如图 24。

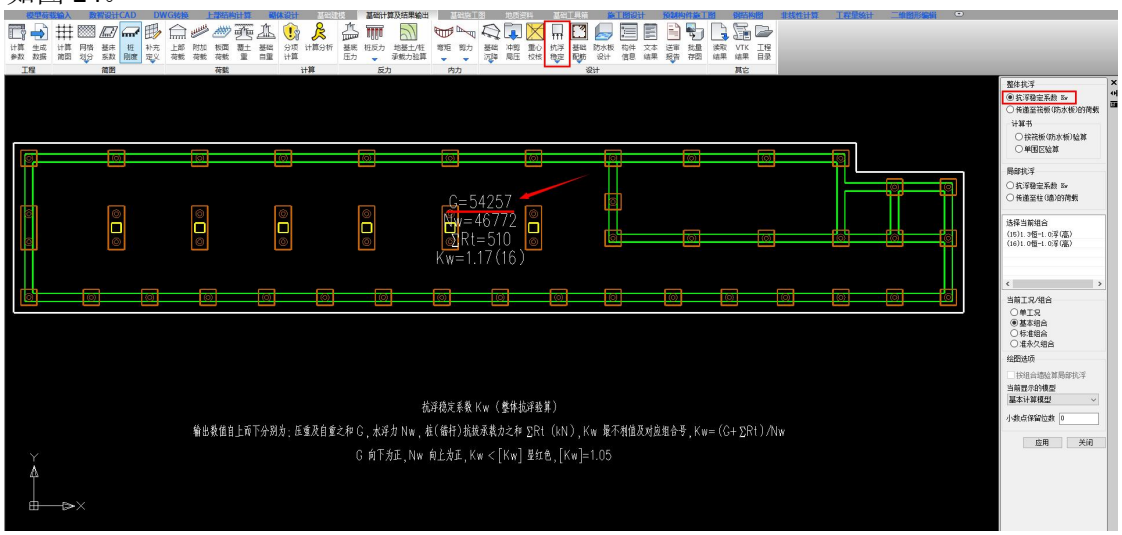


图 23 抗浮稳定系数简图

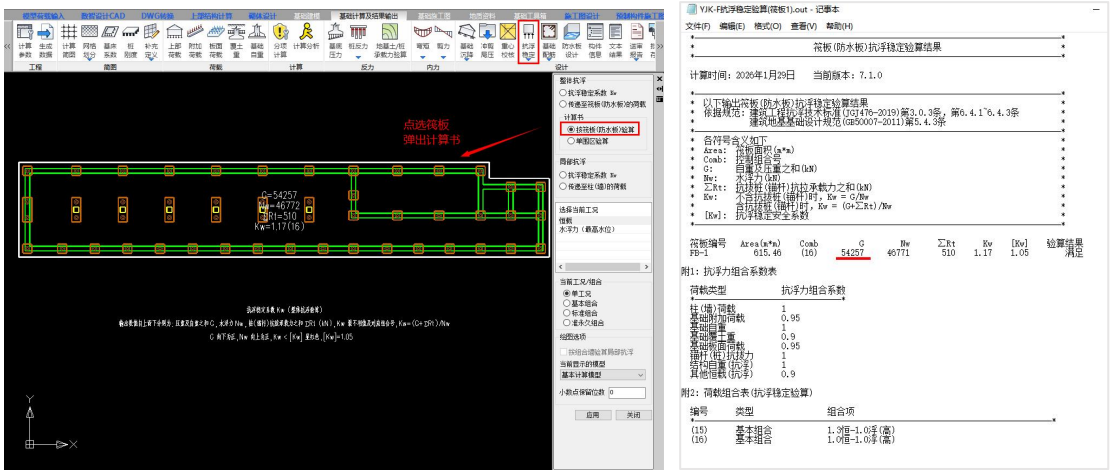


图 24 抗浮稳定验算计算书

从抗浮稳定系数简图、抗浮稳定计算书中得到，软件自重及压重之和 G 为 54257kN，与手算结果一致。

四、用户手算差异的原因

通过以上核算，对比用户核算表格，发现用户手核过程中以下几点未考虑：

1. 自重未考虑承台下凸于筏板部分的重量；
2. 自重未考虑桩浮重度；
3. 未考虑抗浮力组合系数。

五、结论

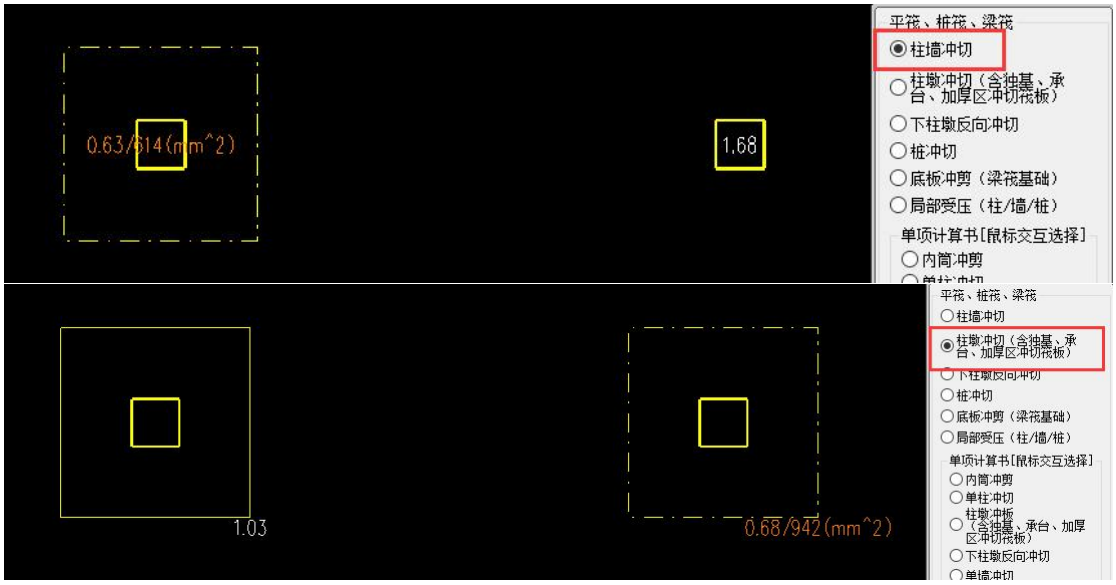
关于整体抗浮稳定验证中的自重及压重之和 G 的核算，手工计算与软件计算结果一致。手工核

算中需要注意：

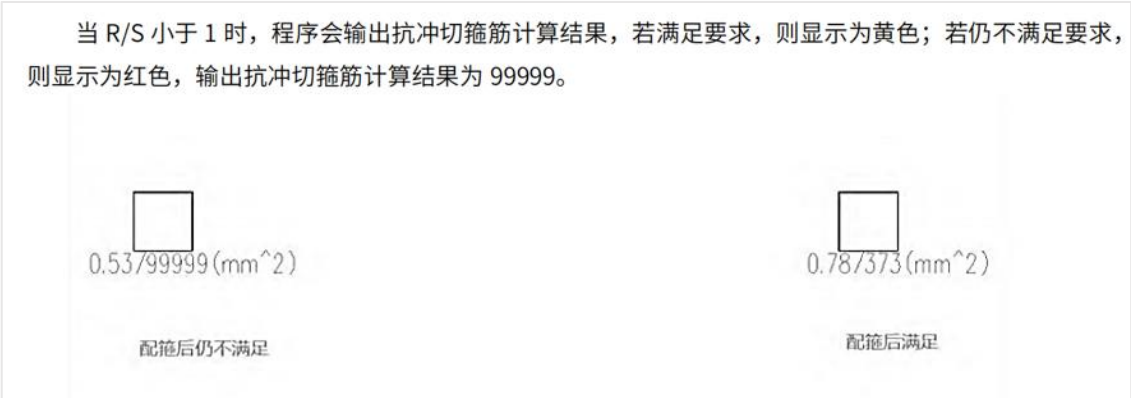
1. 对于桩筏基础，基础自重的计算，还需要考虑承台与筏板不重合部分的重量；
2. G 中的基础自重需要考虑桩的浮重度；对于管桩，自重扣除空心，桩水浮力按外径计算，认为管内无水；
3. 根据《抗浮标准》，G 的计算不是各抗浮力直接代数相加，还需要考虑抗浮力组合系数。

第 13 节 解读筏板抗冲切箍筋

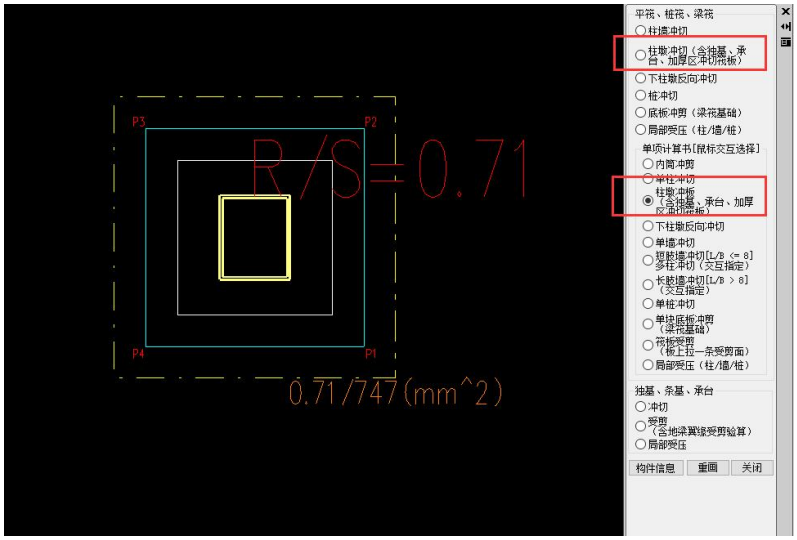
当你进行柱墙冲切或者柱墩冲切的时候，是否经常对这样的结果所感到疑惑呢：为什么 R/S 小于 1 的时候，程序会输出一组额外的数据？0.63/614（mm²）该怎么理解？我又该如何配置抗冲切配筋呢？这是软件 5.1 版本改版之后，用户经常问到的问题。



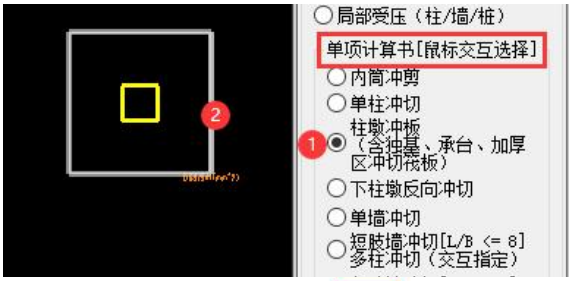
从 YJK5.1 版本开始，当 R/S 小于 1 时，会输出抗冲切箍筋：



但是抗冲切箍筋的数值代表什么含义呢？今天我们就通过一篇文章给大家交代清楚。下图为用户的实际工程中下柱墩的柱墩冲切结果，该结果为 0.71/747（mm²）。其中 R/S=0.71 不用过多解释了，我们主要介绍 747（mm²）的含义。



通过鼠标交互选择【单项计算书】可以知道以下信息：冲切锥体的有效高度 h0，箍筋间距 s，与 45 度线相交的箍筋个数 n，配置在同个箍筋各肢的全截面面积 Asv。Asv 究竟代表什么含义后文会详细介绍。



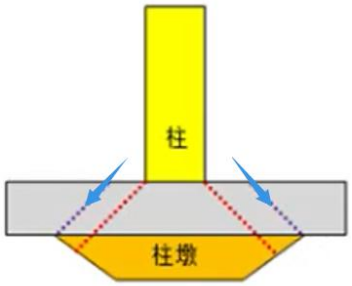
POINT (k)	Comb R/S	FL 验算结果	Munb,x	Munb,y	um	h0	α sx	α sy	cABx	cABy	Is
1	(31)	3912.8	9.9	-2.8	6200	450	0.40	0.40	775	775	1.140
1.43	0.71	不满足									

* n: 与45度斜截面相交的箍筋个数 *
* Asv: 配置在同个箍筋各肢的全部截面面积(mm*mm) *

Comb	Fl,eq	β s	α s	η 1	η	fyv(k)	Asvu	s	n	Asv
(30)	3936.4	2.0	40	1.00	1.00	360	6727	200	9.0	747

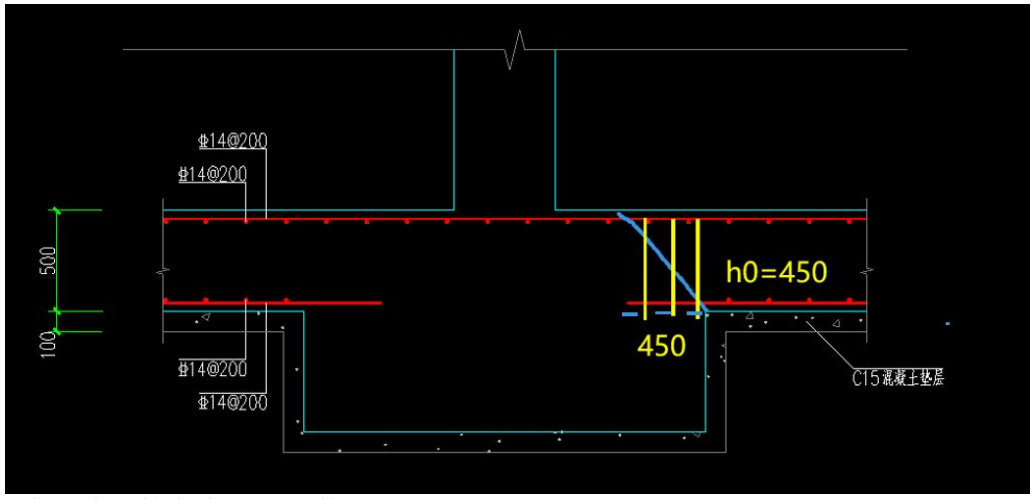
附：荷载组合表

对于柔性下柱墩，其 45 度冲切线如下图蓝色箭头所示：



柔性下柱墩

结合【单项计算书】中的内容，该柱墩的几何信息如下：蓝色 45 度线为冲切破坏面， h0=450mm，那么蓝色线的投影长度也是 450mm（即蓝色虚线长度），黄色为抗冲切箍筋，箍筋间距 s=200。



下面我们来解读计算书中这几项数值：

```
*  n:     与45度斜截面相交的箍筋个数                                          *
*  Asv:   配置在同个箍筋各肢的全部截面面积(mm*mm)                             *
*-------------------------------------------------------------------------*

Comb      Fl,eq      βs      αs      ηl      η     fyv(k)    Asvu      s       n      Asv
(30)     3936.4     2.0      40    1.00    1.00      360     6727     200     9.0     747

附：荷载组合表
```

1）Asvu：抗冲切箍筋总面积

Asvu 是四条边的总的箍筋面积。下图为冲切单项计算书中所采用的公式（非人防控制，按照《混规》第 6.5.3 条）：

```
*-------------------------------------------------------------------------*
*  以下输出抗冲切箍筋面积计算过程                                         *
*  依据规范：混凝土结构设计规范(GB50010-2010)第6.5.1条，第6.5.3条        *
*            混凝土结构设计规范(GB50010-2010)附录F                        *
*            人民防空地下室设计规范(GB50038-2005)(2023年版)附录D          *
*  验算公式：(1) Fl,eq <= 1.2*ft*η*um*h0                                  *
*            (2) Fl,eq <= 0.5*ft*η*um*h0 + 0.8*fyv*Asvu (非人防荷载控制)  *
*            (3) Fl,eq <= 0.5*ftd*η*um*h0 + 1.0*fyd*Asvu (人防荷载控制)   *
```

其中 Fl,eq=3936.4kN；ft=1.43N/mm²； η=1；um=4200mm；h0=450mm；fyv=360 N/mm²

带入公式计算可得到 Asuv=6741mm²。考虑到 Fl,eq=3936.4kN =3936400N，小数点后精度不足，因此手算结果与 6727 会有所差异。

2）s：箍筋间距

间距 s=200mm

3）n：与 45 度斜截面相交的箍筋个数

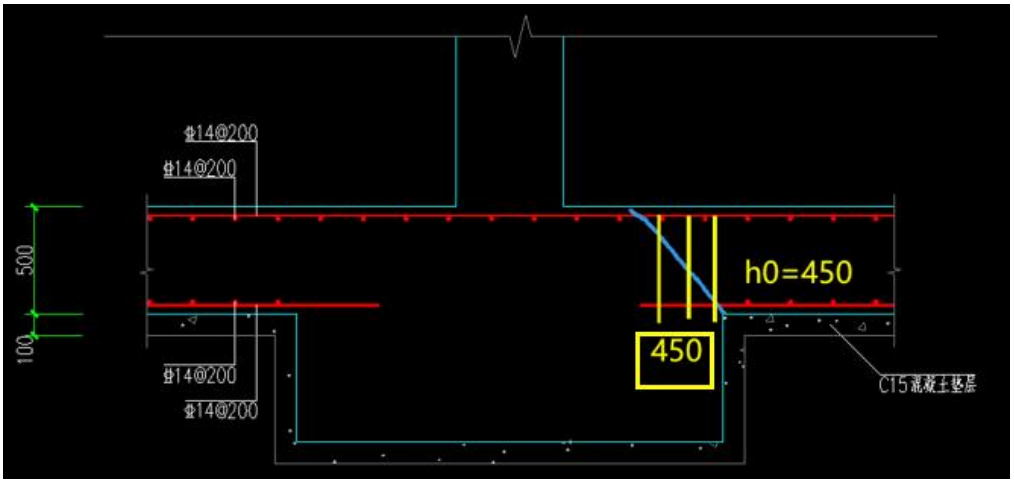
s=200mm，配的箍筋个数就是 450/200=2.25 个；

一条边箍筋个数为 2.25 个，四条边的箍筋总个数就是 2.25x4=9 个。因此 n=9

4）Asv：配置在同个箍筋各肢的全部截面面积

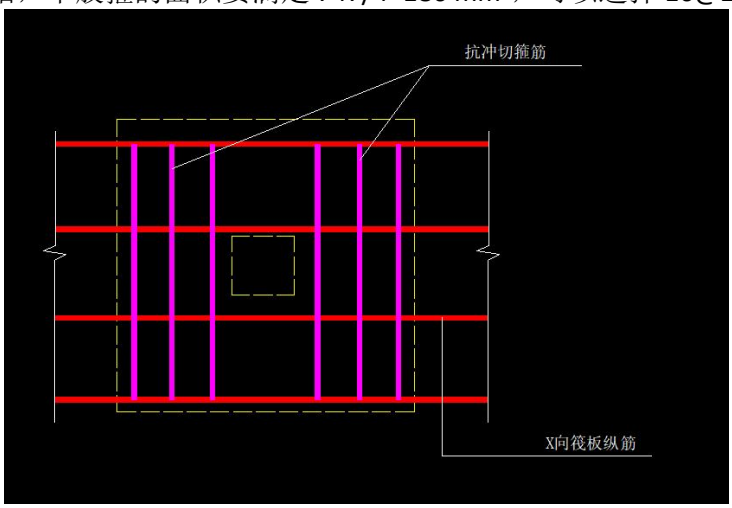
抗冲切箍筋总面积 Asvu=6727 mm²

一条边的箍筋面积为 6727 /4=1681.75 mm²，。也就是配置在 450mm 范围内的箍筋的总面积。

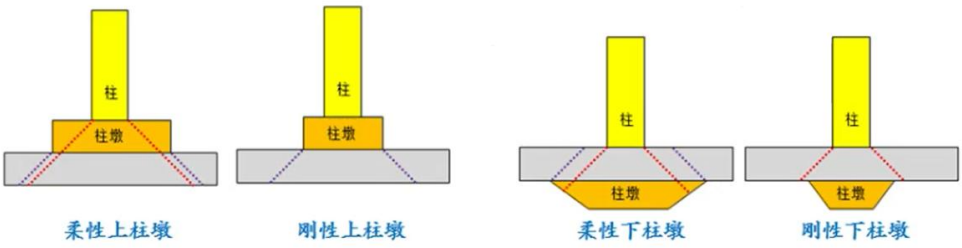


每条边有 2.25 个箍筋，间距 s=200，1681.75 mm^2/2.25=747 mm^2，即每个 200mm 间距内的箍筋面积为 747 mm^2。

如果配置 4 肢箍的话，单肢箍的面积要满足 747/4=186 mm^2，可以选择 16@200（4）。



对于柱冲切筏板，以及其他形式的柱墩冲切筏板，当 R/S 小于 1 且出现抗冲切箍筋的时候，均可参考上面的方式进行配筋，其核心原则就是抗冲切箍筋要均匀配置在冲切破坏截面的 45 度线上，常见的柱或柱墩的冲切线如下图所示：



需要注意的是，配置抗冲切箍筋，说明抗冲切已不满足，有条件的话还是建议调整模型，使抗冲切满足 R/S 大于 1，以增加安全富余度。

第 14 节 独基尺寸增加基底压力显著增加？——单向受弯独基基底压力的核算

近日收到用户的邮件，反馈独基尺寸只增加了一点，但基底压力显著增加，这与大家认知不符，怀疑是软件计算错了。针对这个问题，本文以此工程为例，深入分析，解决工程师们的以下疑问：何种情况下独基尺寸增加，基底压力会显著增加？这是软件出错了吗？软件是如何计算的？软件的内部机制是什么？

一、问题

独立基础模型，阶形独基基底平面尺寸为 2m×2.5m（以下简称：独基尺寸 2m×2.5m）时，非地震工况下 p_{kmax} 为 115kPa；当阶形独基基底平面尺寸改为 2m×2.8m（以下简称：独基尺寸 2m×2.8m）时，非地震工况下 p_{kmax} 为 228kPa，如图 3——图 5。阶形独基基底 y 向尺寸只增加了 0.3m（图 2），非地震工况下 p_{kmax} 增加了（228-115）/115=98.3%，几乎增加了一倍。为何 p_{kmax} 增加这么多？是否软件计算有误？

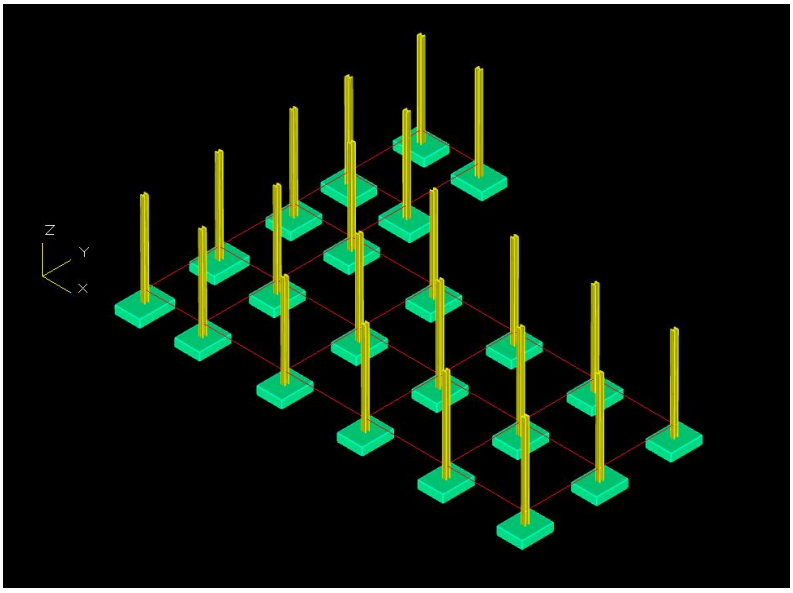


图 1 基础模型

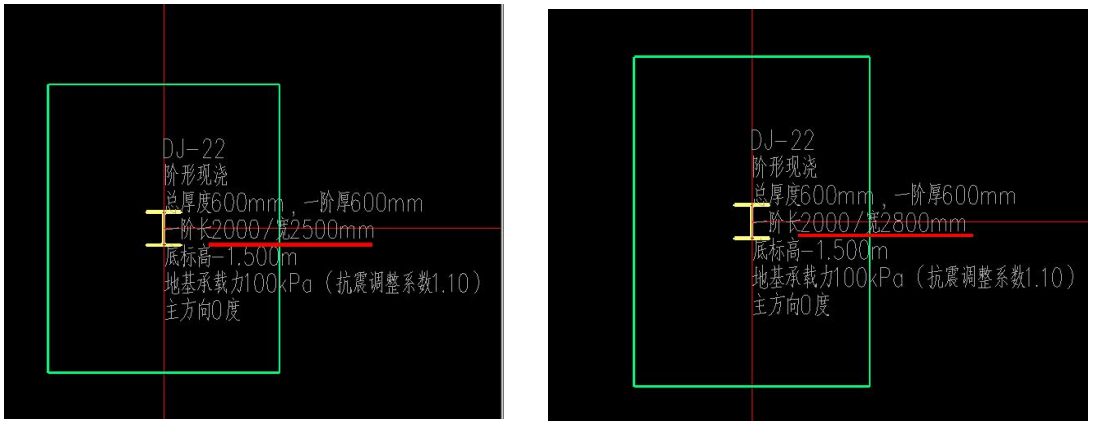


图 2 两个模型下独基尺寸等信息

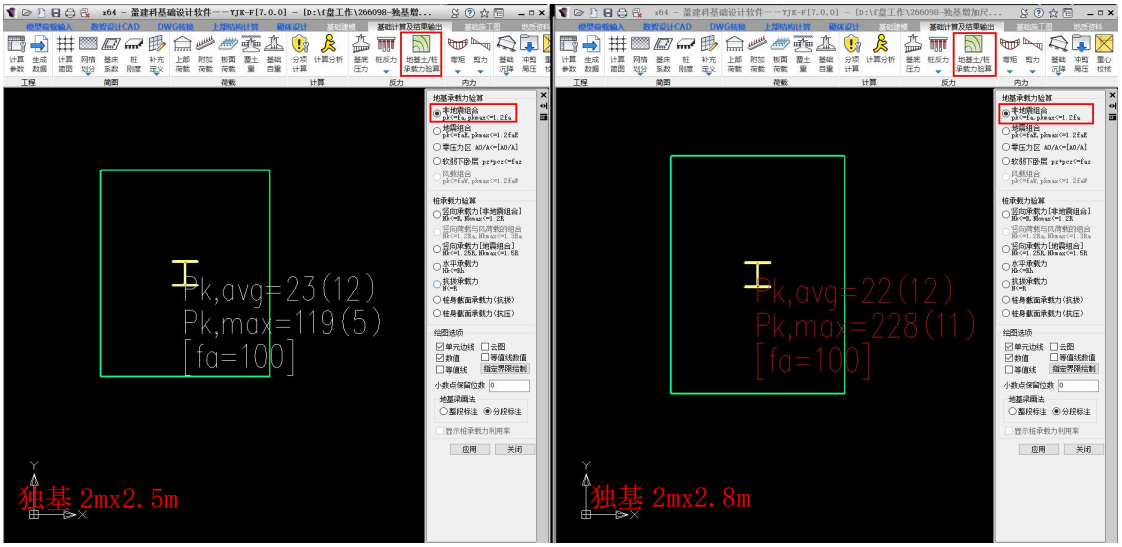


图 3 同一独基在增加尺寸前后独基地基承载力验算简图

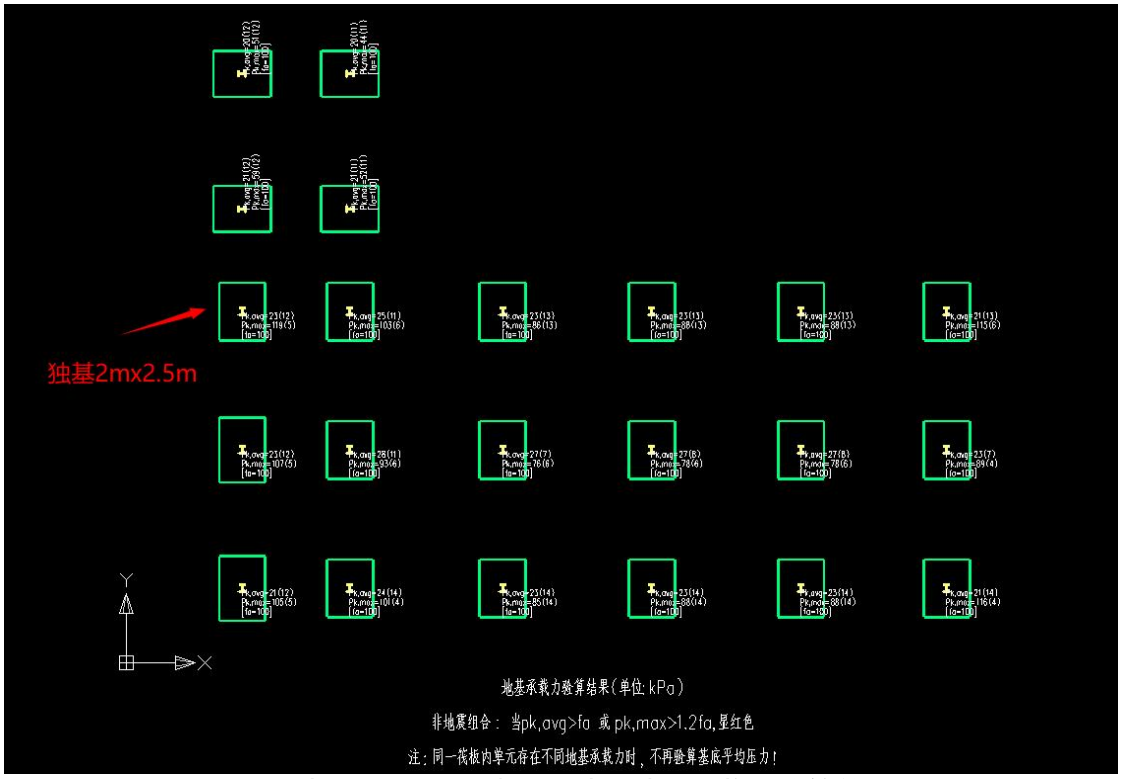


图 4 独基 2m×2.5m 模型下独基地基承载力验算简图



图 5 独基 2m×2.8m 模型下独基地基承载力验算简图

二、工程分析

单柱下独立基础，不在筏板内也不与地基梁相连，为刚体基础，采用规范方法计算。首先看一下规范上对独立基础地基承载力计算的规定。

1. 规范公式

单向受弯的独基地基承载力的计算按《建筑地基基础设计规范》（以下简称《地规》）5.2.2 条计算，如下。

5.2.2 基础底面的压力，可按下列公式确定：

1 当轴心荷载作用时

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} \qquad (5.2.2\text{-}1)$$

式中：F_k——相应于作用的标准组合时，上部结构传至基础顶面的竖向力值（kN）；

G_k——基础自重和基础上的土重（kN）；

A——基础底面面积（m^2）。

2　当偏心荷载作用时

$$p_{k\max}=\frac{F_k+G_k}{A}+\frac{M_k}{W} \qquad (5.2.2\text{-}2)$$

$$p_{k\min}=\frac{F_k+G_k}{A}-\frac{M_k}{W} \qquad (5.2.2\text{-}3)$$

式中：M_k——相应于作用的标准组合时，作用于基础底面的力矩值（kN·m）；

W——基础底面的抵抗矩（m^3）；

$p_{k\min}$——相应于作用的标准组合时，基础底面边缘的最小压力值（kPa）。

3　当基础底面形状为矩形且偏心距 $e>b/6$ 时（图 5.2.2），$p_{k\max}$ 应按下式计算：

$$p_{k\max}=\frac{2(F_k+G_k)}{3la} \qquad (5.2.2\text{-}4)$$

式中：l——垂直于力矩作用方向的基础底面边长（m）；

a——合力作用点至基础底面最大压力边缘的距离（m）。

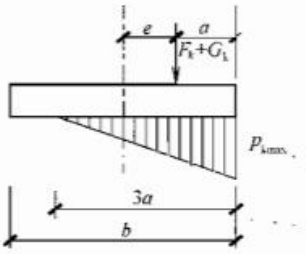


图 5.2.2　偏心荷载（$e>b/6$）下基底压力计算示意

b—力矩作用方向基础底面边长

图 6 《建筑地基基础设计规范》原文

由以上规范公式可知：

当 $p_{k\min}\geq 0$，

$$p_{k\max}=\frac{F_k+G_k}{A}+\frac{M_k}{W}$$

$$p_{k\min}=\frac{F_k+G_k}{A}-\frac{M_k}{W}$$

当 $p_{k\min}\leq 0$ 时，

$$p_{k\max}=\frac{2(F_k+G_k)}{3la}$$

$$p_{k\min}=0$$

下面推算 $p_{k\min}\geq 0$ 时，偏心距需要满足的条件。

将 $A=bl$，$W=\frac{lb^2}{6}$，$e=\frac{M_k}{F_k+G_k}$ 带入 $p_{k\min}$，

其中 b、l——矩形独基底平面尺寸，其中 b 为单向受弯方向的基底平面宽度（m）；

则：

$$p_{k\min}=\frac{F_k+G_k}{A}-\frac{M_k}{W}=\frac{F_k+G_k}{A}\left(1-\frac{M_k}{F_k+G_k}\times\frac{A}{W_k}\right)$$

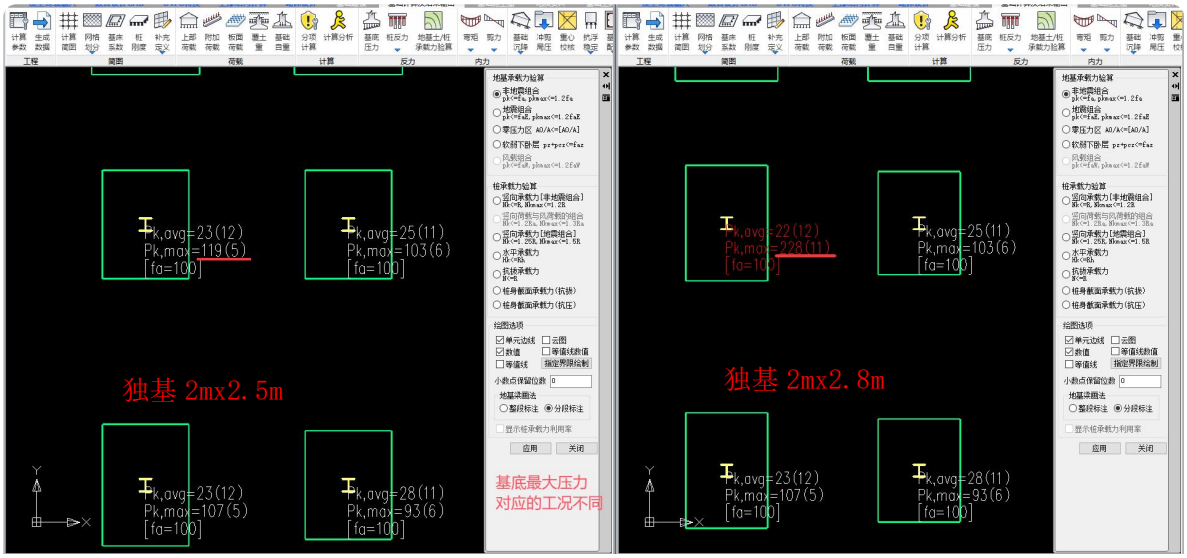
$$=\frac{F_k+G_k}{A}\left(1-e\times\frac{bl}{b^2l/6}\right)$$

$$=\frac{F_k+G_k}{A}\left(1-\frac{6e}{b}\right)$$

故当 $p_{kmin}\geq 0$时，$\frac{F_k+G_k}{A}(1-\frac{6e}{b})\geq 0$，$1-\frac{6e}{b}\geq 0$，$e\leq\frac{b}{6}$

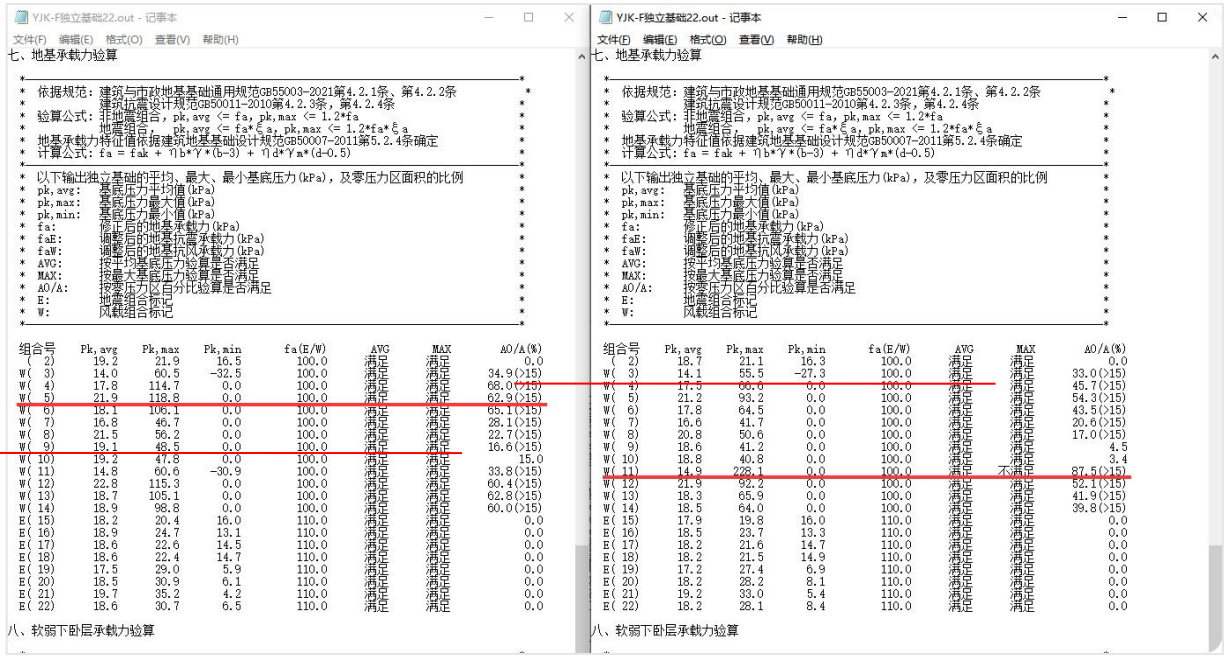
2．改变尺寸前后独基地基承载力

查看基础尺寸 2m×2.5m 和 2m×2.8m 的模型，可知地基承载力验算简图中，最大基底压力对应的工况不同，分别为 5 工况和 11 工况。



详细查看构件信息，5 工况下 p_{kmin}=0，p_{kmax}=118.8kPa，此时 5 工况 p_{kmax} 最大，起控制作用；当增大基底尺寸后，5 工况 p_{kmin}=0，p_{kmax}=93.2kPa，即基底尺寸增加、自重增加的情况下，p_{kmax} 减小，此时 p_{kmax} 起控制作用的是 11 工况。

我们再查看 11 工况。增加尺寸前（独基尺寸 2m×2.5m），11 工况 p_{kmin}=-30.9kPa，p_{kmax}=60.6kPa；独基尺寸增大后（独基尺寸 2m×2.8m）11 工况下 p_{kmin}=0，p_{kmax}=228.1kPa，此时 11 工况起控制作用。有个疑问，对于 11 工况，增加尺寸前 p_{kmin}<0 是拉应力，软件为何没有取 p_{kmin}=0，按《地规》5.2.2 条 3 款重新计算 p_{kmax}？


YJK-F独立基础22.out - 记事本

文件(F) 编辑(E) 格式(O) 查看(V) 帮助(H)

七、地基承载力验算

* 依据规范：建筑与市政地基基础通用规范GB55003-2021第4.2.1条、第4.2.2条 *
* 建筑抗震设计规范GB50011-2010第4.2.3条，第4.2.4条 *
* 验算公式：非地震组合，pk,avg <= fa，pk,max <= 1.2*fa *
* 地震组合， pk,avg <= fa*ξa，pk,max <= 1.2*fa*ξa *
* 地基承载力特征值依据建筑地基基础设计规范GB50007-2011第5.2.4条确定 *
* 计算公式：fa = fak + ηb*γ*(b-3) + ηd*γm*(d-0.5) *

* 以下输出独立基础的平均、最大、最小基底压力(kPa)，及零压力区面积的比例 *
* pk,avg: 基底压力平均值(kPa) *
* pk,max: 基底压力最大值(kPa) *
* pk,min: 基底压力最小值(kPa) *
* fa: 修正后的地基承载力(kPa) *
* faE: 调整后的地基抗震承载力(kPa) *
* faW: 调整后的地基抗风承载力(kPa) *
* AVG: 按平均基底压力验算是否满足 *
* MAX: 按最大基底压力验算是否满足 *
* AO/A: 按零压力区自分比验算是否满足 *
* E: 地震组合标记 *
* W: 风载组合标记 *

组合号	Pk,avg	Pk,max	Pk,min	fa(E/W)	AVG	MAX	AO/A(%)
(2)	19.2	21.9	16.5	100.0	满足	满足	0.0
W(3)	14.0	60.5	-32.5	100.0	满足	满足	34.9(>15)
W(4)	17.8	114.7	0.0	100.0	满足	满足	68.0(>15)
W(5)	21.9	118.8	0.0	100.0	满足	满足	62.9(>15)
W(6)	18.1	106.1	0.0	100.0	满足	满足	65.1(>15)
W(7)	16.8	46.7	0.0	100.0	满足	满足	28.1(>15)
W(8)	21.5	56.2	0.0	100.0	满足	满足	22.7(>15)
W(9)	19.1	48.5	0.0	100.0	满足	满足	16.6(>15)
W(10)	19.2	47.8	0.0	100.0	满足	满足	15.0
W(11)	14.8	60.6	-30.9	100.0	满足	满足	33.8(>15)
W(12)	22.8	115.3	0.0	100.0	满足	满足	60.4(>15)
W(13)	18.7	105.1	0.0	100.0	满足	满足	62.8(>15)
W(14)	18.9	98.8	0.0	100.0	满足	满足	60.0(>15)
E(15)	18.2	20.4	16.0	110.0	满足	满足	0.0
E(16)	18.9	24.7	13.1	110.0	满足	满足	0.0
E(17)	18.6	22.6	14.5	110.0	满足	满足	0.0
E(18)	18.6	22.4	14.7	110.0	满足	满足	0.0
E(19)	17.5	29.0	5.9	110.0	满足	满足	0.0
E(20)	18.5	30.9	6.1	110.0	满足	满足	0.0
E(21)	19.7	35.2	4.2	110.0	满足	满足	0.0
E(22)	18.6	30.7	6.5	110.0	满足	满足	0.0

八、软弱下卧层承载力验算

YJK-F独立基础22.out - 记事本

文件(F) 编辑(E) 格式(O) 查看(V) 帮助(H)

七、地基承载力验算

* 依据规范：建筑与市政地基基础通用规范GB55003-2021第4.2.1条、第4.2.2条 *
* 建筑抗震设计规范GB50011-2010第4.2.3条，第4.2.4条 *
* 验算公式：非地震组合，pk,avg <= fa，pk,max <= 1.2*fa *
* 地震组合， pk,avg <= fa*ξa，pk,max <= 1.2*fa*ξa *
* 地基承载力特征值依据建筑地基基础设计规范GB50007-2011第5.2.4条确定 *
* 计算公式：fa = fak + ηb*γ*(b-3) + ηd*γm*(d-0.5) *

* 以下输出独立基础的平均、最大、最小基底压力(kPa)，及零压力区面积的比例 *
* pk,avg: 基底压力平均值(kPa) *
* pk,max: 基底压力最大值(kPa) *
* pk,min: 基底压力最小值(kPa) *
* fa: 修正后的地基承载力(kPa) *
* faE: 调整后的地基抗震承载力(kPa) *
* faW: 调整后的地基抗风承载力(kPa) *
* AVG: 按平均基底压力验算是否满足 *
* MAX: 按最大基底压力验算是否满足 *
* AO/A: 按零压力区自分比验算是否满足 *
* E: 地震组合标记 *
* W: 风载组合标记 *

组合号	Pk,avg	Pk,max	Pk,min	fa(E/W)	AVG	MAX	AO/A(%)
(2)	18.7	21.1	16.3	100.0	满足	满足	0.0
W(3)	14.1	55.5	-27.3	100.0	满足	满足	33.0(>15)
W(4)	17.5	86.6	0.0	100.0	满足	满足	45.7(>15)
W(5)	21.2	93.2	0.0	100.0	满足	满足	54.3(>15)
W(6)	17.8	64.5	0.0	100.0	满足	满足	43.5(>15)
W(7)	16.6	41.7	0.0	100.0	满足	满足	20.6(>15)
W(8)	20.8	50.6	0.0	100.0	满足	满足	17.0(>15)
W(9)	18.6	41.2	0.0	100.0	满足	满足	4.5
W(10)	18.8	40.8	0.0	100.0	满足	满足	3.4
W(11)	14.9	228.1	0.0	100.0	满足	不满足	87.5(>15)
W(12)	21.9	92.2	0.0	100.0	满足	满足	52.1(>15)
W(13)	18.3	65.9	0.0	100.0	满足	满足	41.9(>15)
W(14)	18.5	64.0	0.0	100.0	满足	满足	39.8(>15)
E(15)	17.9	19.8	16.0	110.0	满足	满足	0.0
E(16)	18.5	23.7	13.3	110.0	满足	满足	0.0
E(17)	18.2	21.6	14.7	110.0	满足	满足	0.0
E(18)	18.2	21.5	14.9	110.0	满足	满足	0.0
E(19)	17.2	27.4	6.9	110.0	满足	满足	0.0
E(20)	18.2	28.2	8.1	110.0	满足	满足	0.0
E(21)	19.2	33.0	5.4	110.0	满足	满足	0.0
E(22)	18.2	28.1	8.4	110.0	满足	满足	0.0

八、软弱下卧层承载力验算

3．独基地基承载力核算

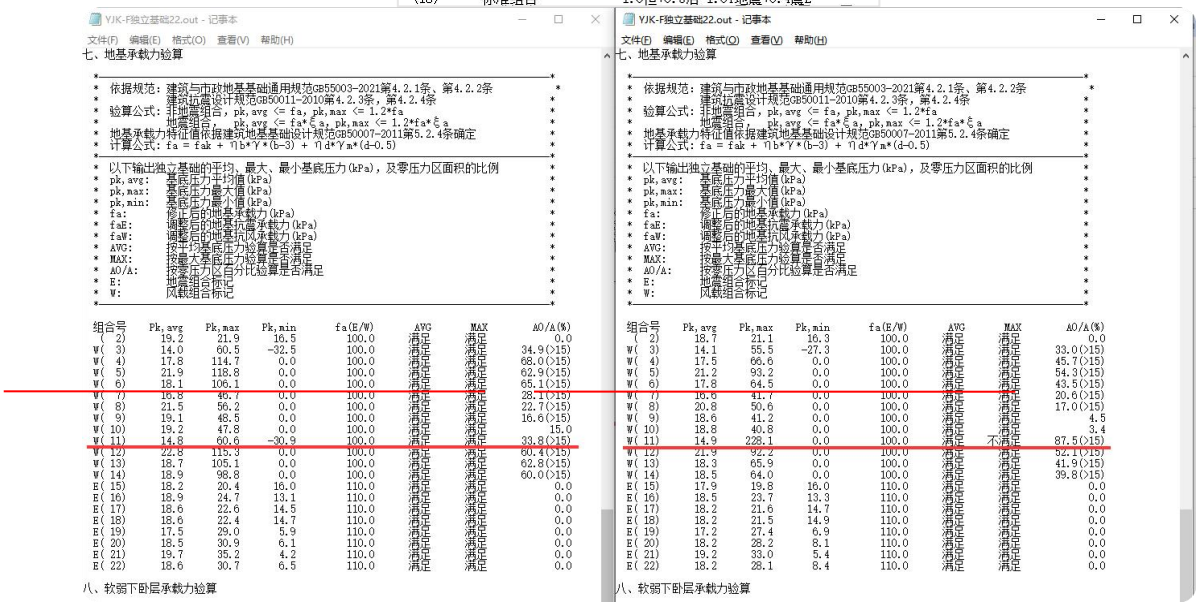
下面分别针对 5 工况：(5) 1.0 恒-1.0X 风，11 工况：(11) 1.0 恒+0.7 活+1.0X 风，对独基在修改独基尺寸前后两种情况下基底压力进行手工核算。


YJK-F独立基础22.out - 记事本

文件(F) 编辑(E) 格式(O) 查看(V) 帮助(H)

附：荷载组合表

编号	类型	组合项
(1)	准永久组合	1.0恒+0.5活
(2)	标准组合	1.0恒+1.0活
(3)	标准组合	1.0恒+1.0X风
(4)	标准组合	1.0恒+1.0Y风
(5)	标准组合	1.0恒-1.0X风
(6)	标准组合	1.0恒-1.0Y风
(7)	标准组合	1.0恒+1.0活+0.6X风
(8)	标准组合	1.0恒+1.0活-0.6X风
(9)	标准组合	1.0恒+1.0活+0.6Y风
(10)	标准组合	1.0恒+1.0活-0.6Y风
(11)	标准组合	1.0恒+0.7活+1.0X风
(12)	标准组合	1.0恒+0.7活-1.0X风
(13)	标准组合	1.0恒+0.7活+1.0Y风
(14)	标准组合	1.0恒+0.7活-1.0Y风
(15)	标准组合	1.0恒+0.5活+1.0X地震+0.4震Z
(16)	标准组合	1.0恒+0.5活-1.0X地震+0.4震Z
(17)	标准组合	1.0恒+0.5活+1.0Y地震+0.4震Z
(18)	标准组合	1.0恒+0.5活-1.0Y地震+0.4震Z


YJK-F独立基础22.out - 记事本

文件(F) 编辑(E) 格式(O) 查看(V) 帮助(H)

七、地基承载力验算

依据规范：建筑与市政地基基础通用规范GB55003-2021第4.2.1条、第4.2.2条
建筑抗震设计规范GB50011-2010第4.2.3条，第4.2.4条
验算公式：非地震组合，pk,avg <= fa, pk,max <= 1.2*fa
地震组合，pk,avg <= faE=ξa*fa, pk,max <= 1.2*faE=ξa*fa
地基承载力特征值依据建筑地基基础设计规范GB50007-2011第5.2.4条确定
计算公式：fa = fak + ηb*γ*(b-3) + ηd*γm*(d-0.5)

以下输出独立基础的平均、最大、最小基底压力(kPa)，及零压力区面积的比例
pk,avg: 基底压力平均值(kPa)
pk,max: 基底压力最大值(kPa)
pk,min: 基底压力最小值(kPa)
fa: 修正后的地基承载力(kPa)
faE: 调整后的地基抗震承载力(kPa)
faW: 调整后的地基抗风承载力(kPa)
AVG: 按平均基底压力验算是否满足
MAX: 按最大基底压力验算是否满足
A0/A: 按零压力区自分比验算是否满足
E: 地震组合标记
W: 风载组合标记

组合号	Pk,avg	Pk,max	Pk,min	fa(E/W)	AVG	MAX	A0/A(%)
(2)	19.2	21.9	16.5	100.0	满足	满足	0.0
W(3)	14.0	60.5	-32.5	100.0	满足	满足	34.9(>15)
W(4)	17.8	114.7	0.0	100.0	满足	满足	68.0(>15)
W(5)	21.9	118.8	0.0	100.0	满足	满足	62.9(>15)
W(6)	18.1	106.1	0.0	100.0	满足	满足	65.1(>15)
W(7)	16.8	46.7	0.0	100.0	满足	满足	28.1(>15)
W(8)	21.5	56.2	0.0	100.0	满足	满足	22.7(>15)
W(9)	19.1	48.5	0.0	100.0	满足	满足	16.6(>15)
W(10)	19.2	47.8	0.0	100.0	满足	满足	15.0
W(11)	14.8	60.6	-30.9	100.0	满足	满足	33.8(>15)
W(12)	22.8	115.3	0.0	100.0	满足	满足	60.4(>15)
W(13)	18.7	105.1	0.0	100.0	满足	满足	62.8(>15)
W(14)	18.9	98.8	0.0	100.0	满足	满足	60.0(>15)
E(15)	18.2	20.4	16.0	110.0	满足	满足	0.0
E(16)	18.9	24.7	13.1	110.0	满足	满足	0.0
E(17)	18.6	22.6	14.5	110.0	满足	满足	0.0
E(18)	18.6	22.4	14.7	110.0	满足	满足	0.0
E(19)	17.5	29.0	5.9	110.0	满足	满足	0.0
E(20)	18.5	30.9	6.1	110.0	满足	满足	0.0
E(21)	19.7	35.2	4.2	110.0	满足	满足	0.0
E(22)	18.6	30.7	6.5	110.0	满足	满足	0.0

八、软弱下卧层承载力验算

YJK-F独立基础22.out - 记事本

文件(F) 编辑(E) 格式(O) 查看(V) 帮助(H)

七、地基承载力验算

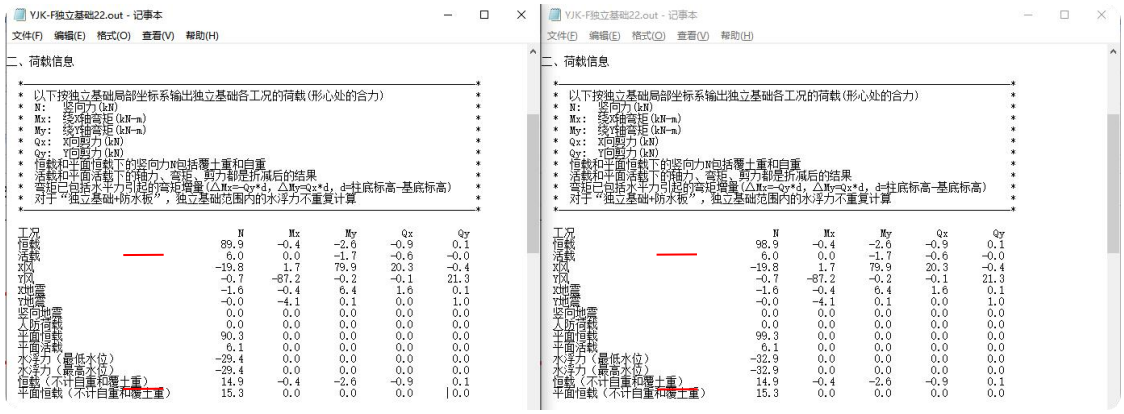
依据规范：建筑与市政地基基础通用规范GB55003-2021第4.2.1条、第4.2.2条
建筑抗震设计规范GB50011-2010第4.2.3条，第4.2.4条
验算公式：非地震组合，pk,avg <= fa, pk,max <= 1.2*fa
地震组合，pk,avg <= faE=ξa*fa, pk,max <= 1.2*faE=ξa*fa
地基承载力特征值依据建筑地基基础设计规范GB50007-2011第5.2.4条确定
计算公式：fa = fak + ηb*γ*(b-3) + ηd*γm*(d-0.5)

以下输出独立基础的平均、最大、最小基底压力(kPa)，及零压力区面积的比例
pk,avg: 基底压力平均值(kPa)
pk,max: 基底压力最大值(kPa)
pk,min: 基底压力最小值(kPa)
fa: 修正后的地基承载力(kPa)
faE: 调整后的地基抗震承载力(kPa)
faW: 调整后的地基抗风承载力(kPa)
AVG: 按平均基底压力验算是否满足
MAX: 按最大基底压力验算是否满足
A0/A: 按零压力区自分比验算是否满足
E: 地震组合标记
W: 风载组合标记

组合号	Pk,avg	Pk,max	Pk,min	fa(E/W)	AVG	MAX	A0/A(%)
(2)	18.7	21.1	16.3	100.0	满足	满足	0.0
W(3)	14.1	55.5	-27.3	100.0	满足	满足	33.0(>15)
W(4)	17.5	66.6	0.0	100.0	满足	满足	45.7(>15)
W(5)	21.2	93.2	0.0	100.0	满足	满足	54.3(>15)
W(6)	17.8	64.5	0.0	100.0	满足	满足	43.5(>15)
W(7)	16.6	41.7	0.0	100.0	满足	满足	20.6(>15)
W(8)	20.8	50.6	0.0	100.0	满足	满足	17.0(>15)
W(9)	18.6	41.2	0.0	100.0	满足	满足	4.5
W(10)	18.8	40.8	0.0	100.0	满足	满足	3.4
W(11)	14.9	228.1	0.0	100.0	满足	不满足	87.5(>15)
W(12)	21.9	92.2	0.0	100.0	满足	满足	52.1(>15)
W(13)	18.3	65.9	0.0	100.0	满足	满足	41.9(>15)
W(14)	18.5	64.0	0.0	100.0	满足	满足	39.8(>15)
E(15)	17.9	19.8	16.0	110.0	满足	满足	0.0
E(16)	18.5	23.7	13.3	110.0	满足	满足	0.0
E(17)	18.2	21.6	14.7	110.0	满足	满足	0.0
E(18)	18.2	21.5	14.9	110.0	满足	满足	0.0
E(19)	17.2	27.4	6.9	110.0	满足	满足	0.0
E(20)	18.2	28.2	8.1	110.0	满足	满足	0.0
E(21)	19.2	33.0	5.4	110.0	满足	满足	0.0
E(22)	18.2	28.1	8.4	110.0	满足	满足	0.0

八、软弱下卧层承载力验算

从构件信息中读取到两个模型的荷载信息如下：


YJK-F独立基础22.out - 记事本

文件(F) 编辑(E) 格式(O) 查看(V) 帮助(H)

二、荷载信息

以下按独立基础局部坐标系输出独立基础各工况的荷载(形心处的合力)
N: 竖向力(kN)
Mx: 绕X轴弯矩(kN-m)
My: 绕Y轴弯矩(kN-m)
Qx: X向剪力(kN)
Qy: Y向剪力(kN)
恒载和平面恒载下的竖向力N包括覆土重和自重
活载和平面活载下的轴力、弯矩、剪力都是折减后的结果
弯矩已包括水平力引起的弯矩增量(ΔMx=-Qy*d, ΔMy=Qx*d, d=柱底标高-基底标高)
对于"独立基础+防水板"，独立基础范围内的水浮力不重复计算

工况	N	Mx	My	Qx	Qy
恒载	89.9	-0.4	-2.6	-0.9	0.1
活载	6.0	0.0	-1.7	-0.6	-0.0
X风	-19.8	1.7	79.9	20.3	-0.4
Y风	-0.7	-87.2	-0.2	-0.1	21.3
X地震	-1.6	-0.4	6.4	1.6	0.1
Y地震	-0.0	-4.1	0.1	0.0	1.0
竖向地震	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
人防荷载	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
平面恒载	90.3	0.0	0.0	0.0	0.0
平面活载	6.1	0.0	0.0	0.0	0.0
水浮力（最低水位）	-29.4	0.0	0.0	0.0	0.0
水浮力（最高水位）	-29.4	0.0	0.0	0.0	0.0
恒载（不计自重和覆土重）	14.9	-0.4	-2.6	-0.9	0.1
平面恒载（不计自重和覆土重）	15.3	0.0	0.0	0.0	0.0

YJK-F独立基础22.out - 记事本

文件(F) 编辑(E) 格式(O) 查看(V) 帮助(H)

二、荷载信息

以下按独立基础局部坐标系输出独立基础各工况的荷载(形心处的合力)
N: 竖向力(kN)
Mx: 绕X轴弯矩(kN-m)
My: 绕Y轴弯矩(kN-m)
Qx: X向剪力(kN)
Qy: Y向剪力(kN)
恒载和平面恒载下的竖向力N包括覆土重和自重
活载和平面活载下的轴力、弯矩、剪力都是折减后的结果
弯矩已包括水平力引起的弯矩增量(ΔMx=-Qy*d, ΔMy=Qx*d, d=柱底标高-基底标高)
对于"独立基础+防水板"，独立基础范围内的水浮力不重复计算

工况	N	Mx	My	Qx	Qy
恒载	98.9	-0.4	-2.6	-0.9	0.1
活载	6.0	0.0	-1.7	-0.6	-0.0
X风	-19.8	1.7	79.9	20.3	-0.4
Y风	-0.7	-87.2	-0.2	-0.1	21.3
X地震	-1.6	-0.4	6.4	1.6	0.1
Y地震	-0.0	-4.1	0.1	0.0	1.0
竖向地震	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
人防荷载	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
平面恒载	99.3	0.0	0.0	0.0	0.0
平面活载	6.1	0.0	0.0	0.0	0.0
水浮力（最低水位）	-32.9	0.0	0.0	0.0	0.0
水浮力（最高水位）	-32.9	0.0	0.0	0.0	0.0
恒载（不计自重和覆土重）	14.9	-0.4	-2.6	-0.9	0.1
平面恒载（不计自重和覆土重）	15.3	0.0	0.0	0.0	0.0

从上截图中可以看到，两个模型的同一个独基上部荷载一致，但由于自重不同，恒载也不同:

2m×2.5m 独基：自重 G=25x2x2.5x0.6=75kN，与构件信息中自重=恒载-恒载（不计自重）=89.9-14.9=75kN 一致；

2m×2.8m 独基：自重 G=25x2x2.8x0.6=84kN，与构件信息中自重=恒载-恒载（不计自重）=98.9-14.9=84kN 一致。

将单工况的荷载整理到下表格中，得到 5、11 工况下的内力。

表 1 两个尺寸下独基单工况下荷载标准值及 11 工况下荷载组合

	独基尺寸 2m×2.5m					独基尺寸 2m×2.8m				
工况	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Qx (kN)	Qy (kN)	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Qx (kN)	Qy (kN)

恒载	89.9	-0.4	-2.6	-0.9	0.1	98.9	-0.4	-2.6	-0.9	0.1
活载	6.0	0.0	-1.7	-0.6	0.0	6.0	0.0	-1.7	-0.6	0.0
X风	-19.8	1.7	79.9	20.3	-0.4	-19.8	1.7	79.9	20.3	-0.4
1.0恒-1.0X风	109.7	-2.1	-82.5	-21.2	0.5	118.7	-2.1	-82.5	-21.2	0.5
1.0恒+0.7活+1.0X风	74.3	1.3	76.11	18.98	-0.3	83.3	1.3	76.11	18.98	-0.3

从表 1 中，可以发现两个工况 M_x=1.3kN·m、-2.1kN·m，M_y=76.11kN·m、-82.5kN·m，绕 x 轴的弯矩 M_x 很小，基本接近 0，且 M_x 远小于 M，可以认为独基为绕 y 轴单向受弯，因此可直接根据《地规》第 5.2.2 条进行地基承载力的计算。

(1) 5 工况下地基承载力的核算

根据《地规》5.2.2，得：

独基 2m×2.5m：

$$p_{k\max}=\frac{F_k+G_k}{A}+\frac{M_k}{W}=\frac{109.7}{2\times2.5}+\frac{82.5}{\frac{1}{6}\times2.5\times2^2}=71.44\text{kPa}$$

$$p_{k\min}=\frac{F_k+G_k}{A}-\frac{M_k}{W}=\frac{109.7}{2\times2.5}-\frac{82.5}{\frac{1}{6}\times2.5\times2^2}=-27.56\text{kPa}<0$$

$$e=\frac{M_k}{F_k+G_k}=\frac{82.5}{109.7}=0.752m>\frac{b}{6}=\frac{2}{6}=0.333m$$

$$a=\frac{b}{2}-e=\frac{2}{2}-0.752=0.248\,m$$

$$p_{k\max}=\frac{2(F_k+G_k)}{3la}=\frac{2\times109.7}{3\times2.5\times0.248}=117.957\text{kP}a$$

独基 2m×2.8m：

$$p_{k\max}=\frac{F_k+G_k}{A}+\frac{M_k}{W}=\frac{118.7}{2\times2.8}+\frac{82.5}{\frac{1}{6}\times2.8\times2^2}=65.393\text{kPa}$$

$$p_{k\min}=\frac{F_k+G_k}{A}-\frac{M_k}{W}=\frac{118.7}{2\times2.8}-\frac{82.5}{\frac{1}{6}\times2.8\times2^2}=-23\text{kPa}$$

$$e=\frac{M_k}{F_k+G_k}=\frac{82.5}{118.7}=0.695m>\frac{b}{6}=\frac{2}{6}=0.333m$$

$$a=\frac{b}{2}-e=\frac{2}{2}-0.695=0.305\,m$$

$$p_{k\max}=\frac{2(F_k+G_k)}{3la}=\frac{2\times118.7}{3\times2.8\times0.305}=92.662\text{kP}a$$

将以上计算结果列入表 2 中，并与软件构件信息中 p_{kmax} 进行对比，手算 p_{kmax} 与软件计算基本一致，误差分别为 0.710%与 0.577%，均小于 5%。

表 2　5 工况下两个尺寸的独基对应的最大、最小基底压力、偏心距、合力作用点到基底最大压力边缘的距离

	基础尺寸 2m×2.5m	基础尺寸 2m×2.8m
p_k（kPa）	21.94	21.196
p_{kmax}（kPa）	71.44	65.393
p_{kmin}（kPa）	-27.56<0	-23<0
e（m）	0.752	0.695
a=b/2-e(m)	0.248	0.305
$p_{kmax}=2(F_k+G_k)/3la$（kPa）	117.957	92.662
软件计算 p_{kmax}（kPa）	118.8	93.2
手算与软件计算 p_{kmax} 的误差（%）	0.710%	0.577%

从以上表可知，5 工况下，两个基础尺寸的 p_{kmin} 均小于 0，由于地基土不能受拉，此时出现零应力区，因此需要计算出偏心距 e，根据《地规》公式（5.2.2-4）重新计算最大基底压力。

(2) 11 工况下地基承载力的核算

根据《地规》5.2.2，得：

独基 2m×2.5m：

$$p_{kmax}=\frac{F_k+G_k}{A}+\frac{M_k}{W}=\frac{74.3}{2\times2.5}+\frac{76.11}{\frac{1}{6}\times2.5\times2^2}=60.526\,\text{kPa}$$

$$p_{kmin}=\frac{F_k+G_k}{A}-\frac{M_k}{W}=\frac{74.3}{2\times2.5}-\frac{76.11}{\frac{1}{6}\times2.5\times2^2}=-30.806\,\text{kPa}<0$$

$$e=\frac{M_k}{F_k+G_k}=\frac{76.11}{74.3}=1.024m>\frac{b}{6}=\frac{2}{6}=0.333m$$

$$a=\frac{b}{2}-e=\frac{2}{2}-1.024=-0.024\,m<0$$

$$p_{kmax}=\frac{2(F_k+G_k)}{3la}=\frac{2\times74.3}{3\times2.5\times(-0.0243)}=-815.364\text{kPa}$$

独基 2m×2.8m：

$$p_{kmax}=\frac{F_k+G_k}{A}+\frac{M_k}{W}=\frac{83.3}{2\times2.8}+\frac{76.11}{\frac{1}{6}\times2.8\times2^2}=55.648\,\text{kPa}$$

$$p_{kmin}=\frac{F_k+G_k}{A}-\frac{M_k}{W}=\frac{83.3}{2\times2.8}-\frac{76.11}{\frac{1}{6}\times2.8\times2^2}=-25.898\,\text{kPa}$$

$$e=\frac{M_k}{F_k+G_k}=\frac{76.11}{83.3}=0.914m>\frac{b}{6}=\frac{2}{6}=0.333m$$

$$a=\frac{b}{2}-e=\frac{2}{2}-0.914=0.086\,m$$

$$p_{kmax}=\frac{2(F_k+G_k)}{3la}=\frac{2\times83.3}{3\times2.8\times0.086}=230.620\,\text{kPa}$$

将以上计算过程列入表 3 中，进行对比：

表 3　11 工况下两个尺寸的独基对应的最大、最小基底压力、偏心距、合力作用点到基底最大压力边缘的距离

	基础尺寸 2m×2.5m	基础尺寸 2m×2.8m
p_k（kPa）	14.860	14.875
p_{kmax}（kPa）	60.526	55.648
p_{kmin}（kPa）	−30.806<0	−25.898<0
e（m）	1.024	0.914
a=b/2−e(m)	−0.024<0	0.086>0
p_{kmax}=2(Fk+Gk)/3la（kPa）	−815.364<0，取 60.526	230.620
软件计算 p_{kmax}（kPa）	60.600	228.100
手算与软件计算 p_{kmax} 的误差（%）	0.122%	1.093%

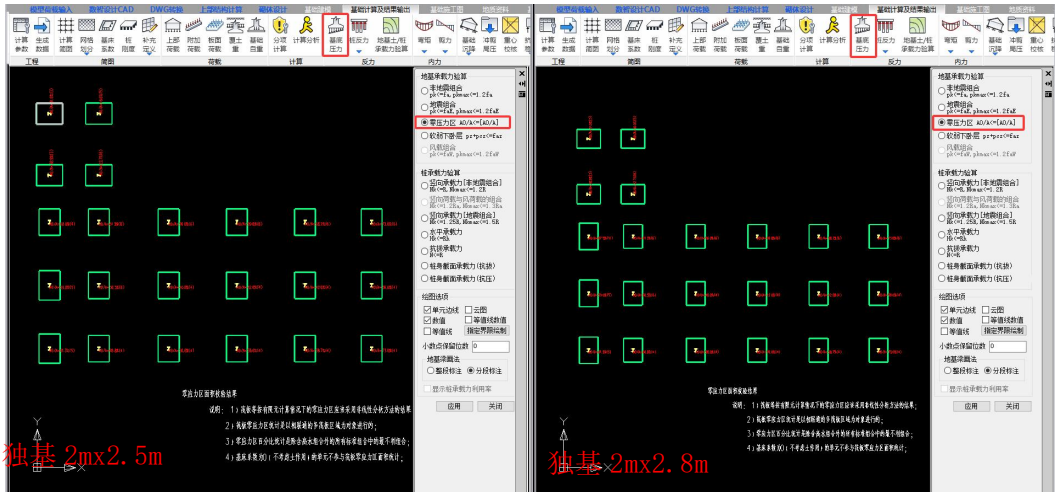
从以上表格可知：

对于 2m×2.5m 的独基，合力点到基础底面最大压力边缘的距离 a=b/2-e<0 为负值，即 e>b/2，偏心距 e 大于基础底面宽度（力矩作用方向基础底面边长 b）的一半 b/2，此时，轴合力作用点在基础以外。说明弯矩 M_k 相对于轴力合力 F_k+G_k 过大。此时，不满足《地规》(5.2.2-4)，故软件没有按（5.2.2-4）计算 p_{kmax}，而是直接按公式（5.2.2-2）、（5.2.2-3）计算的 p_{kmax}、p_{kmin} 输出。这也解释了前面的疑问“p_{kmin}<0 是拉应力，软件为何没有取 pkmin=0，按《地规》5.2.2 条 3 款重新计算 p_{kmax}”。

对于 2m×2.8m 的独基，合力点到基础底面最大压力边缘的距离 a=b/2-e>0 为正值，即 e<b/2，合力作用点在基础内。此时，按《地规》（5.2.2-4） 计算 p_{kmax}。

当 a<0 说明合力作用点在基础外，说明偏心距过大，弯矩过大，这个基础方案并不合理，应增大基础尺寸。

除了关注基底压力，还应查看零应力区。此模型偏心距过大，弯矩过大，应重点关注零应力区。两个模型零应力区均超限，如下图，应该进行方案调整，满足零应力区要求。



三、结论

1．基础底面尺寸增加，p_{kmax} 显著增加，首先应查看前后两个模型 p_{kmax} 对应的工况是否一致，如果控制工况不同，比较没有意义；

2．单向受弯独基 e≤b/6 时，p_{kmin}>0 为压应力，按《地规》（5.2.2-2）、（5.2.2-3）计算 p_{kmax}、p_{kmin}，软件按此输出 p_{kmax}、p_{kmin}；

3．单向受弯独基 e>b/6 时，p_{kmin}<0 为拉应力，出现零应力区，按《地规》（5.2.2-4） 计算 p_{kmax}，软件按此输出 p_{kmax}、p_{kmin}=0；

4．　单向受弯独基 e>b/6 时，若 a=b/2-e<0，即 e>b/2，合力在基础底面以外，偏心距过大，弯矩相对于合力大，不能按《地规》（5.2.2-4） 计算 p_{kmax}，软件按《地规》（5.2.2-2）、（5.2.2-3）计算的 p_{kmax}、p_{kmin} 输出；

5．需要注意，出现 4 中情况时，查看 p_{kmax}、p_{kmin} 并无意义。此时偏心距过大，弯矩过大，零应力区严重超限，此时的基础方案并不合理，说明相对于荷载，基础尺寸过小。应增大基础尺寸，让零应力满足要求。

第 15 节 独基、承台冲防水板的冲切力计算

冲切是脆性破坏，发生突然，没有明显的征兆，冲切还关系基础构件厚度的选取，进而影响工程造价，因此冲切验算是基础设计中的重点。工程师们经常手工核算冲切对软件结果进行验证，并对冲切力的取值十分关注。防水板是自承重的基础构件，其受力特性与筏板不同，因此防水板中的独基、承台冲切力的计算不能套用筏板中的方法。日常工作中，经常有用户询问防水板中独基、承台的冲切力是如何计算的，为何与手工核算的对不上？本文详细核算冲切力计算过程，打消设计师们的疑虑，让大家放心使用软件，使基础设计更加顺畅！

一、问题

1．独立基础（以下简称独基）+防水板模型如图 1，独基对防水板的冲切验算结果中（图 2），冲切力 F_l 如何计算的？是否为独基范围内柱竖向力与基底反力、水浮力的差值？

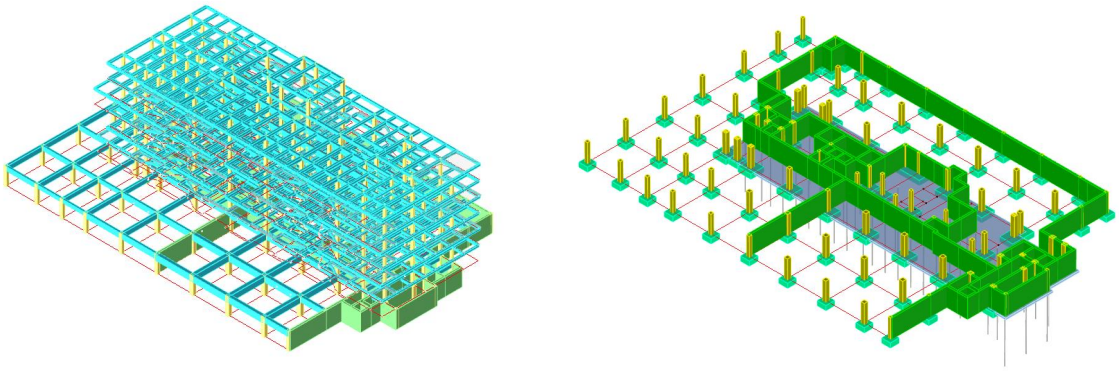


图 1 独基+防水板模型

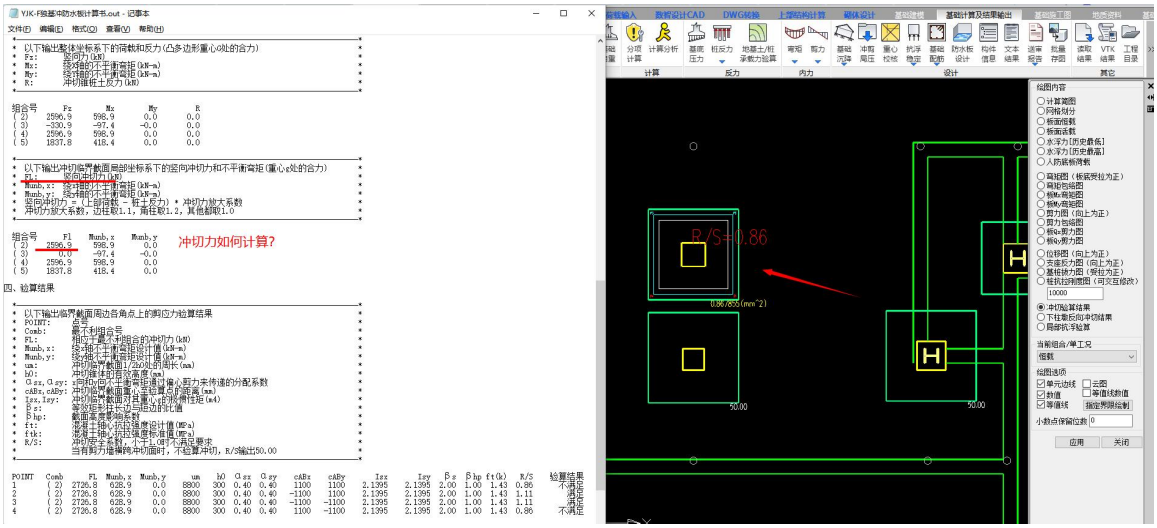


图 2 独基对防水板冲切计算书

2．桩承台+防水板模型如图 3，承台对防水板的冲切验算中（图 4），冲切力是如何计算的？为何计算书中荷载信息中的冲切力与验算结果中的冲切力数值不同？

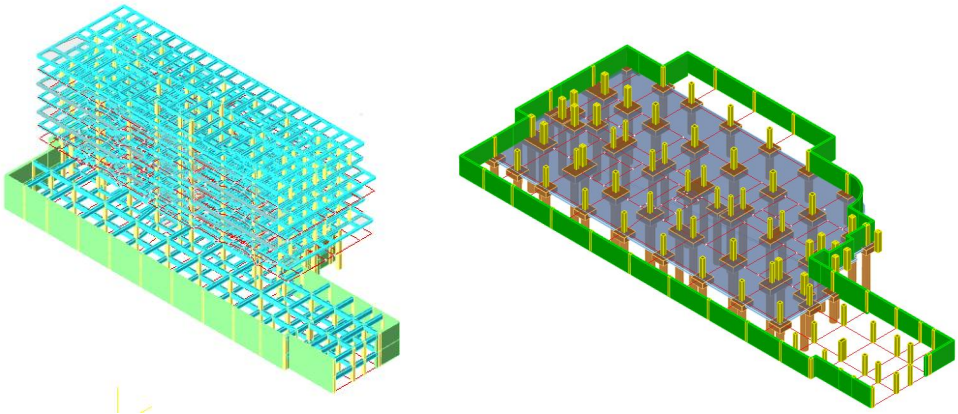


图 3 桩承台+防水板模型

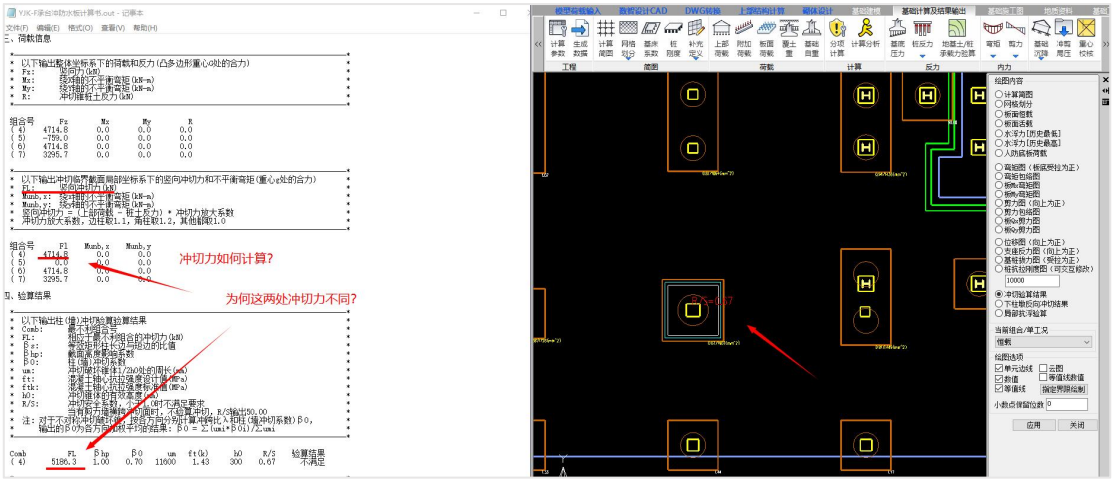


图 4 承台对防水板冲切计算书

二、防水板设计的特点

防水板下一般都设置褥垫层（图 5），是自承重设计构件，只承受作用于其上的恒载（自重、覆土重、板面恒载）、活载、水浮力、人防荷载，上部荷载由独基、承台等其它基础承受。即：防水板不承担上部结构的荷载，且无需验算地基承载力。

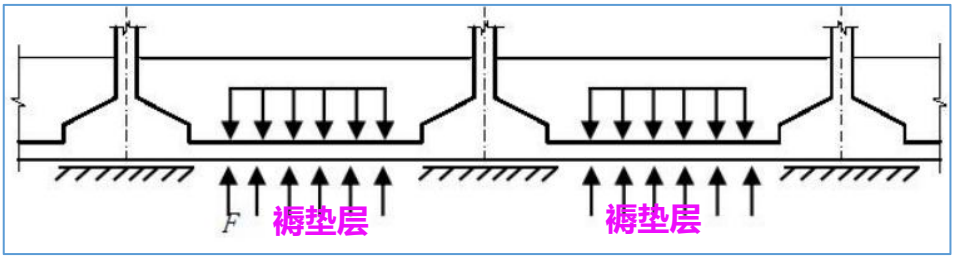


图 5 防水板计算模型

盈建科软件对有防水板的模型采用分步计算：

第一步：倒楼盖模型计算防水板。假定柱、墙为不动支座，对防水板进行有限元计算和配筋。

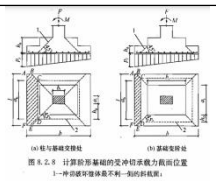
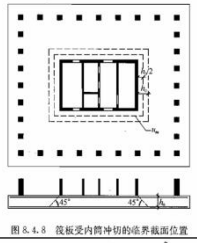
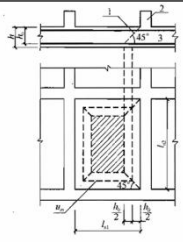
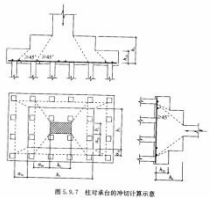
第二步：计算其它基础（独基、承台等），考虑防水板传递的荷载。

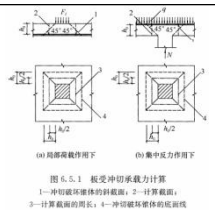
从以上可以看出，防水板的受力特点、计算假定、计算模式与筏板不同，故承台、独基对防水板的冲切力与承台、独基对筏板冲切力计算上略有不同，不能简单的套用承台、独基对筏板冲切力的计算方法，需要根据防水板的受力特点求解。

三、规范中关于冲切力的规定

《地基基础规范》（以下简称《地规》）第 8.2.8、8.4.7、8.4.8、8.4.12 条，《建筑桩基技术规范》（以下简称《桩规》）第 5.9.7 条，《混凝土结构技术规范》（以下简称《混规》）第 6.5.1 条都提到了冲切力，将规范条文中冲切力的计算公式及其释义汇总到表 1 中。

表 1 规范条文中冲切力的计算公式及其释义

规范及条文	基础/构件类型	冲切力公式	冲切力公式中符号释义	冲切破坏锥图形
《地规》第 8.2.8 条	独立基础	$F_l=p_jA_l$	A_l——冲切验算时取用的部分基底面积（m^2），阴影面积 ABCDEF； F_l——相应于作用的基本组合时作用在 A_l 上的地基土净反力（kN）；	
《地规》第 8.4.7 条	平板式筏基	--	F_l——相应于作用的基本组合时的冲切力（kN），对内柱取轴力设计值减去筏板冲切破坏锥体内的基底净反力设计值；对边柱和角柱，取轴力设计值减去筏板冲切临界截面范围内的基底净反力设计值；	--
《地规》第 8.4.8 条	平板式筏基内筒	--	F_l——相应于作用的基本组合时，内筒所承受的轴力设计值减去筏板冲切破坏锥体内的基底净反力设计值（kN）；	
《地规》第 8.4.12 条	梁板式筏基		F_l——作用的基本组合时，影音部分面积上的基底平均净反力设计值（kN）；	
《桩规》第 5.9.7 条	桩基承台	$F_l=F-\Sigma Q_i$	F_l——不计承台及其上土重，在荷载效应基本组合下作用于冲切破坏锥体上的冲切力设计值（kN）； F_l——不计承台及其上土重，在荷载效应基本组合作用下柱（墙）底的竖向荷载设计值（kN）； ΣQ_i——不计承台及其上土重，在荷载效应基本组合下冲切破坏锥体内各基桩或复合基桩的反力设计值之和（kN）；	

《混规》第 6.5.1 条	楼板	--	F_l——局部荷载设计值或基桩反力设计值（kN）；板主节点，取柱所承受的轴向压力设计值的层间差值减去柱顶冲切破坏锥体范围内板所承受的荷载设计值；	

通过各规范条文中冲切力的汇总表（表 1）可知，冲切力就是冲切破坏锥侧面混凝土提供的拉力，通过隔离体的受力平衡求解。以柱对筏板冲切为例（图 6），冲切破坏锥的隔离体上作用柱荷载、自重、覆土重、板面荷载、基底反力（图 7）。

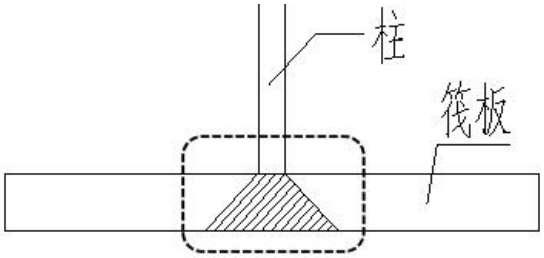


图 6 柱对筏板冲切示意图

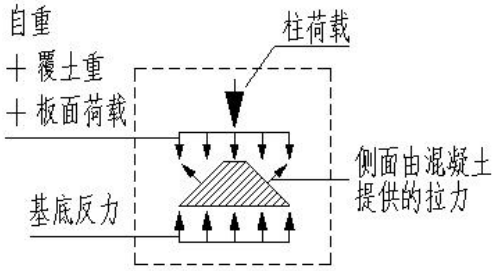


图 7 冲切破坏锥隔离体受力示意图

根据隔离体的受力平衡，得到：

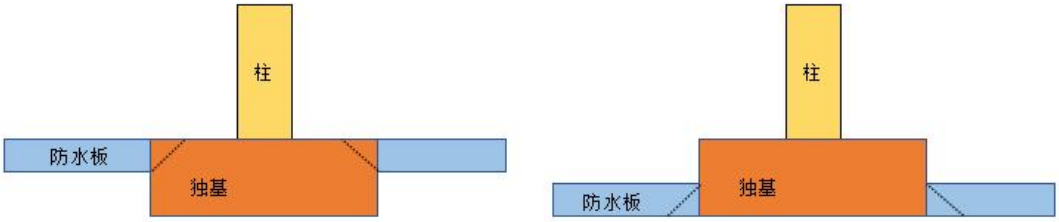
柱荷载 + 自重 + 覆土重 + 板面荷载 = 基底反力 + 冲切力

故，就能计算出冲切力，如下：

冲切力=柱荷载 + 自重 + 覆土重 + 板面荷载 - 基底反力

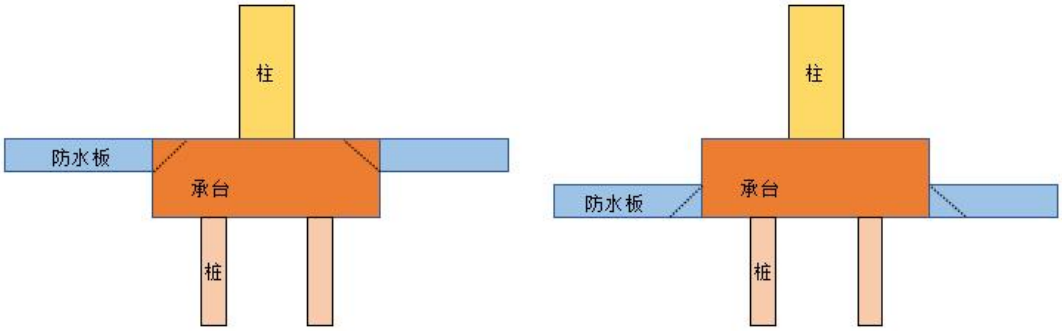
四、冲切破坏锥隔离体受力平衡求冲切力

独基、承台对防水板的冲切破坏从独基、承台与防水板的交界位置开始，沿 45 度冲切线，形成冲切破坏锥，如下图 8、9。



（a）顶齐独基对防水板的冲切　　（b）底齐独基对防水板的冲切

图 8 独基对防水板的冲切



（a）顶齐承台对防水板的冲切　　（b）底齐承台对防水板的冲切

图 9 承台对防水板的冲切

以顶齐的承台为例，取冲切破坏锥的隔离体，其受力如图 10。

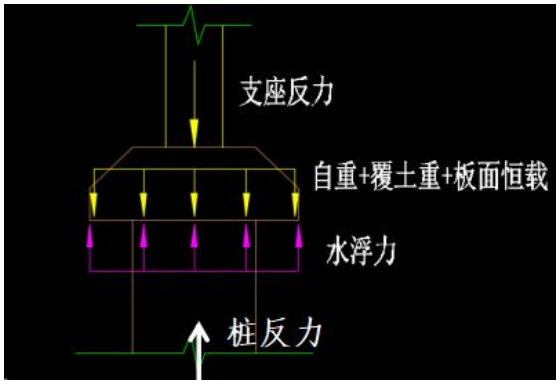


图 10 承台冲防水板的冲切破坏隔离体

防水板中承台、独基的隔离体，其上作用有柱支座反力（注意是支座反力，不是上部荷载，下文有说明）、自重、覆土重、板面荷载、水浮力（人防荷载）、桩反力。

根据隔离体的受力平衡，得到：

支座反力 + 自重 + 覆土重 + 板面荷载 = 桩反力 + 冲切力 + 水浮力

故，就能计算出冲切力，如下：

冲切力=支座反力 + 自重 + 覆土重 + 板面荷载 - 桩反力 - 水浮力

根据上文所述防水板的受力特点，防水板是分步计算，第一步先算防水板，故应在【防水板设计】菜单中查看柱支座反力、板面荷载、桩反力（图 11）。



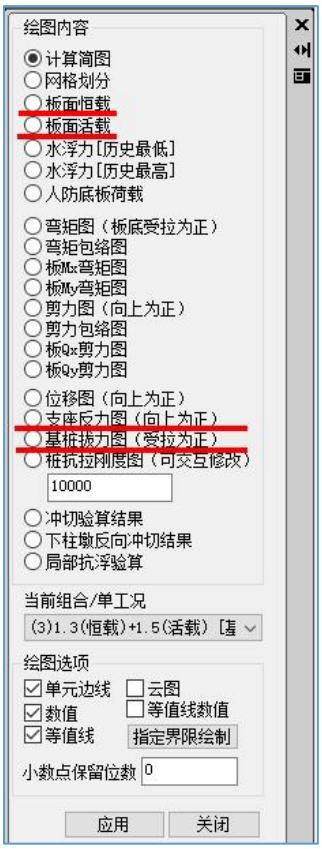


图 11 【防水板设计】菜单

特别需要注意，此时柱的反力，是【防水板设计】菜单中的支座反力，这是因为防水板采用倒楼盖模型，假定柱墙为不动支座；且防水板只承受其自重、及作用其上的荷载（覆土重、板面荷载、人防荷载、水浮力），不承受上部荷载；故应在【防水板设计】菜单中查看柱支座反力，而不是在【上部荷载】中查看上部荷载。

日常工作中，经常遇到设计师手核独基承台对防水板的冲切力时，直接采用【基础计算及结果输出】中的上部荷载进行核算，这样计算是错误的，应注意区分防水板中独基、承台柱支座反力的出处。

同样，防水板为分步设计，故桩反力也要去【防水板设计】菜单中查看，不能在【桩反力】菜单中查看。

需要说明的是，盈建科软件对柱墩冲切防水板进行了限制：含水浮力、人防组合的工况，只计算正向冲切；恒、活组合工况只计算反向冲切。本文介绍正向冲切，反向冲切的情况后续文章介绍。

五、独基、承台冲防水板的冲切力计算

1. 独基冲防水板的冲切力

以问题 1（图 2）中的独基为例，进行核算，冲切计算简图、计算书如图 12、13。由冲切计算书可知，控制工况为（2）1.0 恒-1.35 浮(高)。

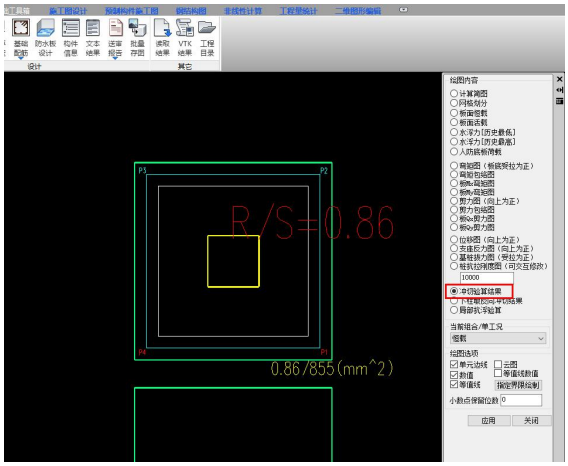


图 12 独基冲防水板的计算简图

YJK-F独基冲防水板计算书.out - 记事本

文件(F) 编辑(E) 格式(O) 查看(V) 帮助(H)

三、荷载信息

```
*-------------------------------------------------------------------------*
*  以下输出整体坐标系下的荷载和反力(凸多边形重心G处的合力)                *
*  Fz:        竖向力(kN)                                                   *
*  Mx:        绕x轴的不平衡弯矩(kN-m)                                      *
*  My:        绕y轴的不平衡弯矩(kN-m)                                      *
*  R:         冲切锥桩土反力(kN)                                           *
*-------------------------------------------------------------------------*

组合号      Fz        Mx        My         R
( 2)     2596.9     598.9       0.0       0.0
( 3)     -330.9     -97.4      -0.0       0.0
( 4)     2596.9     598.9       0.0       0.0
( 5)     1837.8     418.4       0.0       0.0

*-------------------------------------------------------------------------*
*  以下输出冲切临界截面局部坐标系下的竖向冲切力和不平衡弯矩(重心G处的合力)  *
*  FL:        竖向冲切力(kN)                                               *
*  Munb,x:    绕x轴的不平衡弯矩(kN-m)                                      *
*  Munb,y:    绕y轴的不平衡弯矩(kN-m)                                      *
*  竖向冲切力 = (上部荷载 - 桩土反力) * 冲切力放大系数                     *
*  冲切力放大系数，边柱取1.1，角柱取1.2，其他都取1.0                       *
*-------------------------------------------------------------------------*

组合号      FL      Munb,x     Munb,y
( 2)     2596.9     598.9       0.0
( 3)       0.0      -97.4      -0.0
( 4)     2596.9     598.9       0.0
( 5)     1837.8     418.4       0.0
```

四、验算结果

```
*-------------------------------------------------------------------------*
*  以下输出临界截面周边各角点上的剪应力验算结果                           *
*  POINT:     点号                                                         *
*  Comb:      最不利组合号                                                 *
*  FL:        相应于最不利组合的冲切力(kN)                                 *
*  Munb,x:    绕x轴不平衡弯矩设计值(kN-m)                                  *
*  Munb,y:    绕y轴不平衡弯矩设计值(kN-m)                                  *
*  um:        冲切临界截面1/2h0处的周长(mm)                                *
*  h0:        冲切锥体的有效高度(mm)                                       *
*  αsx,αsy:  x向和y向不平衡弯矩通过偏心剪力来传递的分配系数              *
*  cABx,cABy: 冲切临界截面重心至验算点的距离(mm)                          *
*  Isx,Isy:   冲切临界截面对其重心x,y的极惯性矩(m4)                       *
*  βs:        等效矩形柱长边与短边的比值                                   *
*  βhp:       截面高度影响系数                                             *
*  ft:        混凝土轴心抗拉强度设计值(MPa)                                *
*  ftk:       混凝土轴心抗拉强度标准值(MPa)                                *
*  R/S:       冲切安全系数，小于1.0时不满足要求                            *
*             当有剪力墙横跨冲切面时，不验算冲切，R/S输出50.00             *
*-------------------------------------------------------------------------*

POINT   Comb      FL    Munb,x  Munb,y      um     h0   αsx   αsy    cABx    cABy      Isx      Isy    βs   βhp  ft(k)   R/S   验算结果
1       ( 2)   2726.8    628.9     0.0    8800    300  0.40  0.40    1100    1100   2.1395   2.1395  2.00  1.00  1.43  0.86   不满足
2       ( 2)   2726.8    628.9     0.0    8800    300  0.40  0.40   -1100    1100   2.1395   2.1395  2.00  1.00  1.43  1.11   满足
3       ( 2)   2726.8    628.9     0.0    8800    300  0.40  0.40   -1100   -1100   2.1395   2.1395  2.00  1.00  1.43  1.11   满足
4       ( 2)   2726.8    628.9     0.0    8800    300  0.40  0.40    1100   -1100   2.1395   2.1395  2.00  1.00  1.43  0.86   不满足
```

附：荷载组合表

编号	类型	组合项
(1)	标准组合	1.0恒-1.0浮(高)
(2)	基本组合	1.0恒-1.35浮(高)
(3)	基本组合	1.0恒-1.0人防
(4)	基本组合	1.0恒-1.35浮(高)-1.0人防
(5)	基本组合	1.0恒-1.0浮(高)

图 13 独基冲防水板的计算书

独基冲防水板，隔离体如图 14。

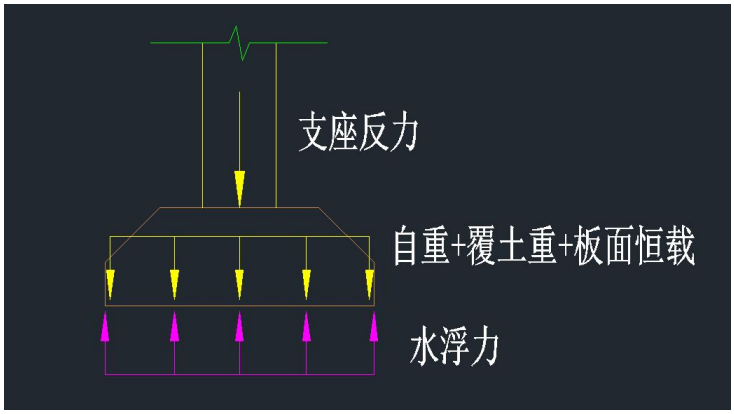
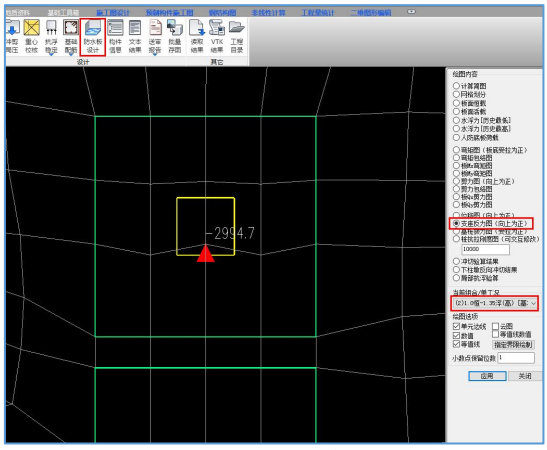
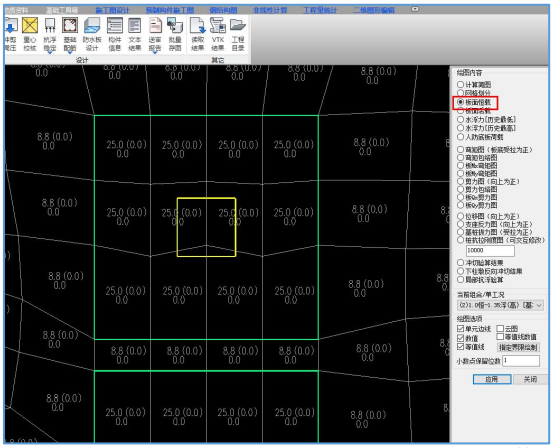


图 14 独基冲防水板的冲切破坏隔离体

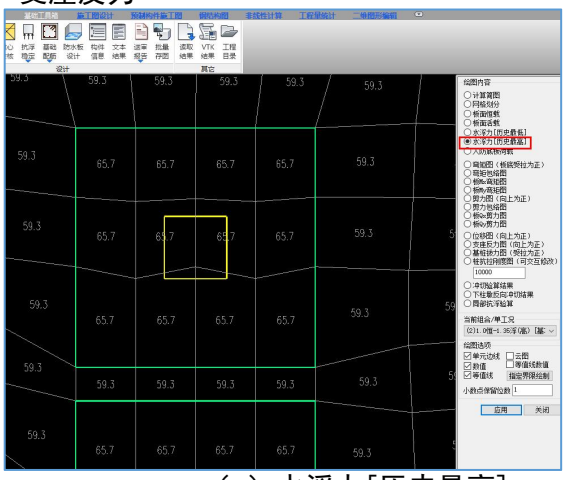
【防水板设计】菜单中查看冲切锥内柱支座反力、板面荷载如下截图：



（a）支座反力



（b）板面荷载



（c）水浮力[历史最高]

图 15【防水板设计】菜单中的荷载简图

独基尺寸：2500mmx2500mmx1000mm，冲切锥底面为 2.5mx2.5m，混凝土容重 25kN/m3，板面荷载为 0，水浮力 65.7kpa，（2）工况下的支座反力 2994.7kN，

独基自重 G=25x2.5x2.5x1=156.25kN
支座反力 N=2994.7kN（向下）
水浮力 $F_{浮}$=65.7x2.5x2.5=410.625kN
控制工况（2）1.0 恒-1.35 浮，故
竖向力 F_z=N+G-1.35$F_{浮}$=2994.7+156.25-1.35x410.625=2596.6kN

冲切力 F_l=1.05x2596.6=2726.43 与构件信息中的 2726.8kN 一致，其中 1.05 为抗浮重要性系数。

这里经常有设计师询问，为何冲切计算书中荷载信息的 F_l 与冲切验算中的 F_l 数值不同？这是因为荷载信息中的 FI 未考虑重要性系数、抗浮重要性系数，当控制工况是非抗震工况，需要考虑基础重要性系数；当控制工况是高水工况，需要考虑抗浮重要性系数，并且抗浮重要性系数与基础重要性系数取较大值。

还需要说明的是图 13 独基冲防水板的计算书的“荷载组合表”中没有 1.3 恒+1.5 活组合，这是因为勾选了高级参数中的【不考虑恒、活荷载组合】，勾选后，恒活荷载组合直接传递给软垫层，不影响防水板内力、配筋。



2．承台冲防水板的冲切力

以问题 2（图 4）中的承台为例进行核算。冲切计算简图、计算书如图 16、图 17，控制工况为 4 工况。

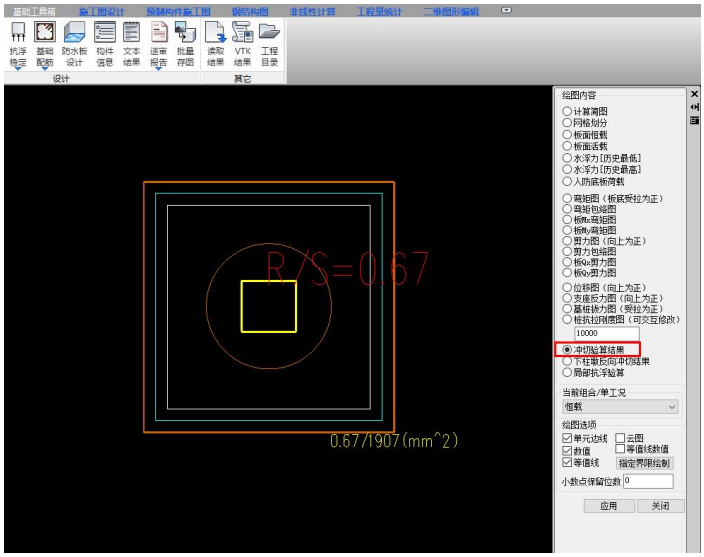
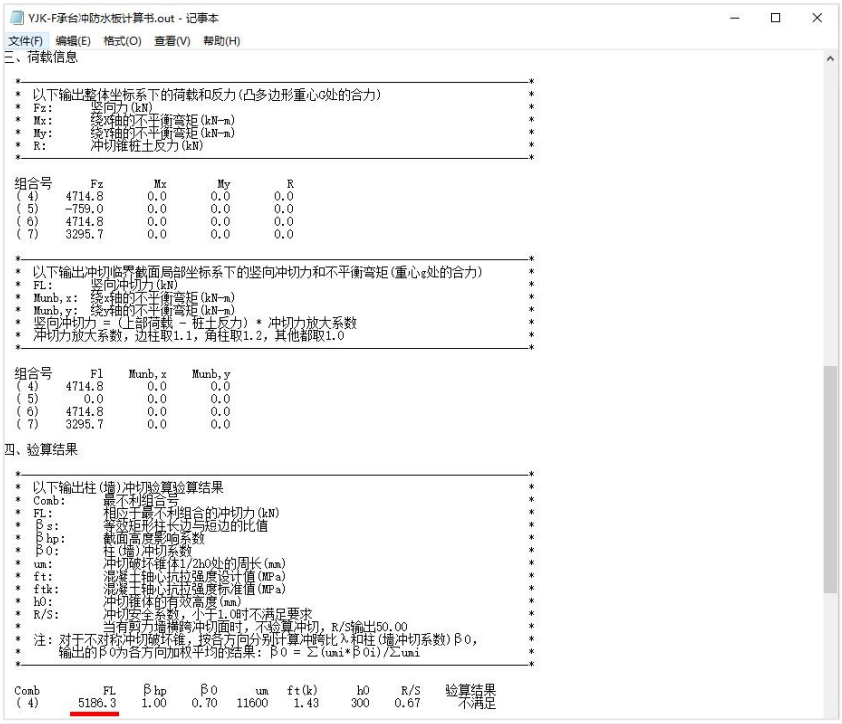


图 16 承台冲防水板的计算简图



附：荷载组合表

编号	类型	组合项
(1)	标准组合	1.0恒-1.0浮(高)
(2)	标准组合	1.0恒+1.0活
(3)	基本组合	1.3恒+1.5活
(4)	基本组合	1.0恒-1.35浮(高)
(5)	基本组合	1.0恒-1.0人防
(6)	基本组合	1.0恒-1.35浮(高)-1.0人防
(7)	基本组合	1.0恒-1.0浮(高)

图 17 承台冲防水板的计算书

承台冲防水板，隔离体如下：

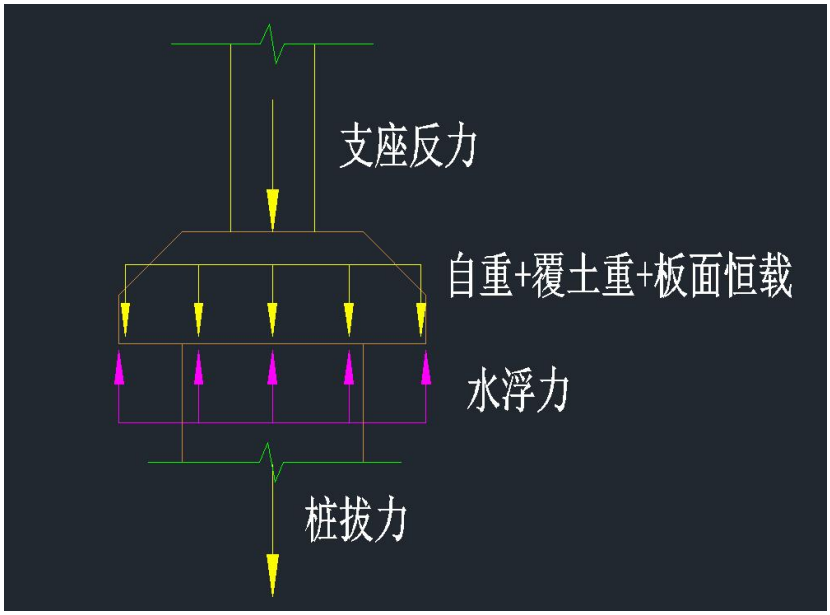
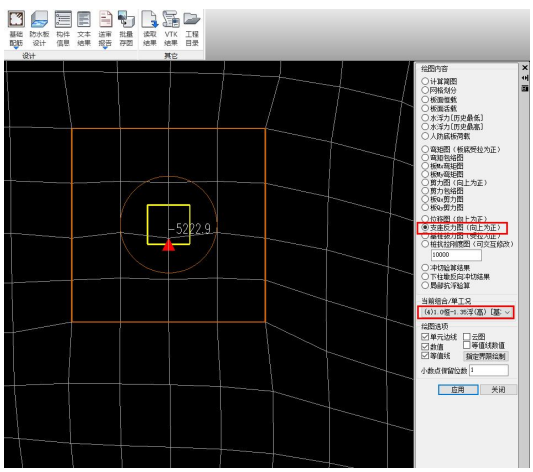
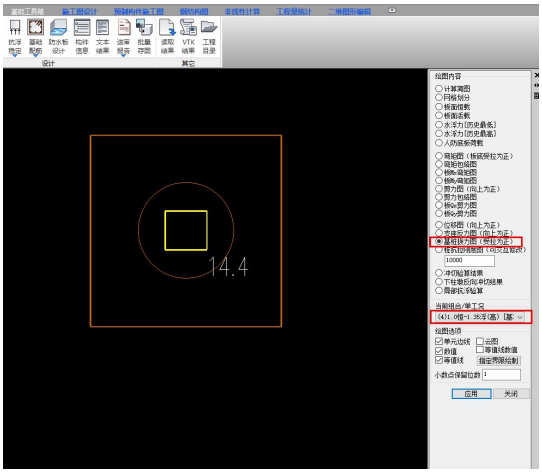


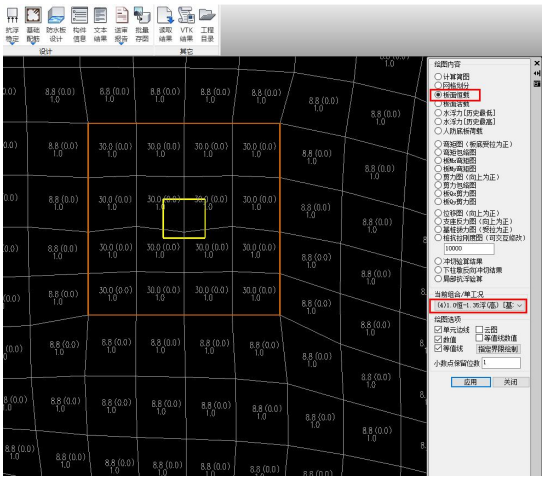
图 18 承台冲防水板的冲切破坏隔离体



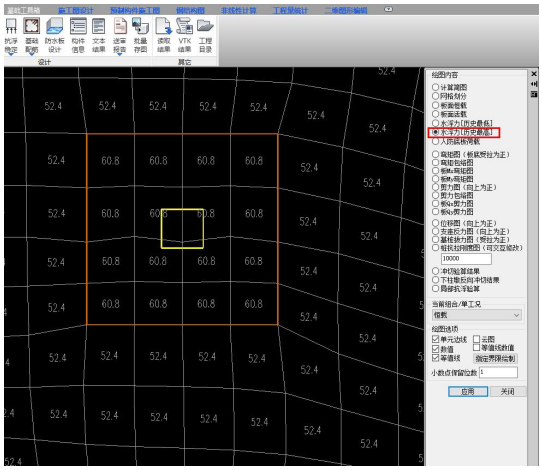
（a）支座反力



（b）基桩反力



（c）板面荷载图



（d）水浮力[历史最高]

图 19【防水板设计】菜单中的荷载简图

承台尺寸 3200mmx3200mmx1200mm，水浮力 60.8kpa，板面恒载 1kpa，支座反力 5222.9kN（向下），桩拔力 14.4kN

承台自重 G=25x3.2x3.2x12=307.2kN
板面恒载 G_g=1x3.2x3.2=10.24kN
支座反力 N=5222.9kN
水浮力 $F_{浮}$=60.8x3.2x3.2=622.592kN
拔力 R=14.4kN
竖向力 F_z=N+G+G_g-1.35$F_{浮}$+R=5222.9+307.2+10.24-1.35x622.592+14.4=4714.24kN
冲切力 F_l=1.1x4714.24=5185.66kN 与构件信息中的 5186.3 一致，其中 1.1 为抗浮重要性系数。

六、结论

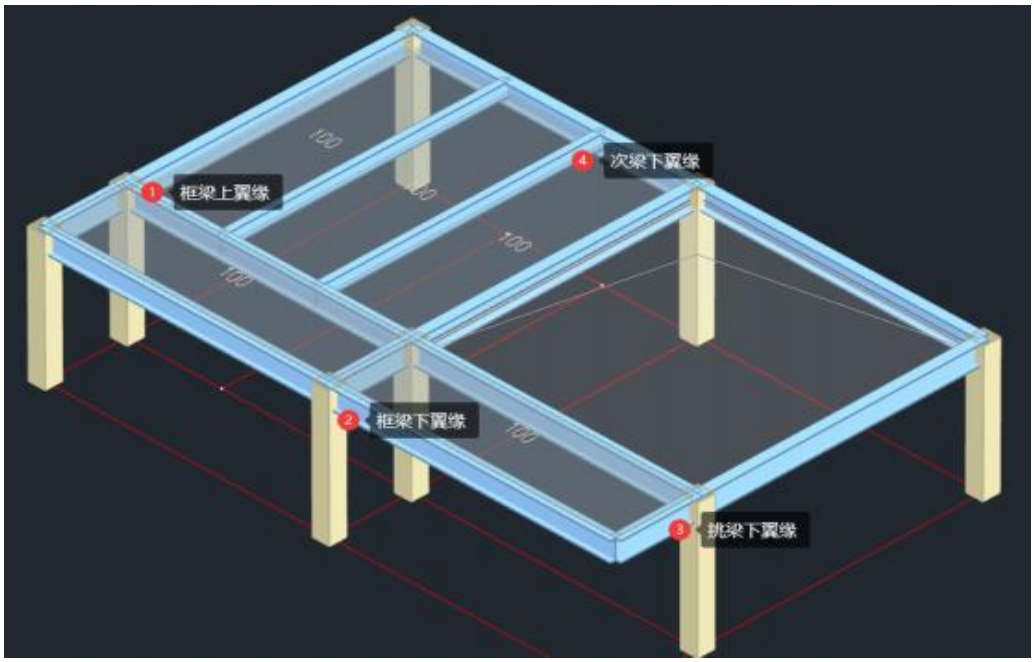
1．根据冲切破坏锥隔离体受力平衡，求解独基、承台对防水板的冲切力；
2．独基、承台对防水板的冲切验算结果及相关荷载在【防水板设计】菜单中查看；
3．独基、承台对防水板的冲切力求解中用【防水板设计】菜单中支座反力，不是【上部荷载】中的上部荷载；
4．手算冲切力时，根据控制工况，考虑各工况的分项系数；并需考虑重要性系数（抗浮重要性系数）；

5．冲切计算书中“荷载信息”中的结果没有考虑重要性系数（抗浮重要性系数），“冲切验算”中的冲切力考虑了重要性系数（抗浮重要性系数），故两者数值不同。

本文所介绍的独基、承台对防水板的冲切为柱墩对防水板的正向冲切，下期将介绍柱墩对防水板的反向冲切，敬请期待！

第16节 也谈钢梁下翼缘稳定验算

开篇以一个问题引出今天的话题：图一中钢梁可能发生畸变屈曲的是？



图一

(A)框梁①梁端上翼缘

(B)框梁②梁端下翼缘

(C)挑梁③梁端下翼缘

(D)次梁④梁端下翼缘

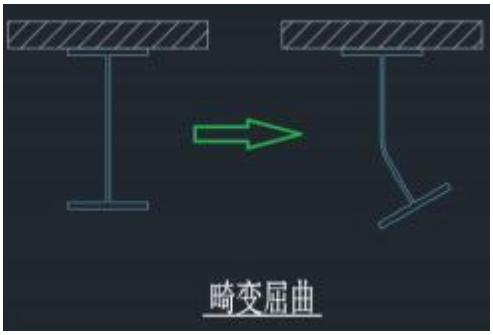
要解答该问题我们首先需要了解什么是畸变屈曲？

什么是畸变屈曲

畸变屈曲是钢框架梁在受力过程中负弯矩区可能发生的一种失稳现象，它不同于梁的整体屈曲和局部 屈曲。

梁的整体屈曲是指梁受压翼缘沿梁平面外屈曲带动梁产生整体弯扭失稳，此时翼缘与腹板交线的夹角 不变；局部屈曲为板的局部面外屈曲，限制板件宽厚比可以防止这种屈曲。

而当钢梁上有混凝土楼板时，楼板起侧向支撑和提供扭转约束的作用，在负弯矩区，下翼缘受压而上翼 缘受拉，上翼缘由于楼板的约束无法发生整个截面的扭转变形，可由于钢梁截面通常较高且腹板较薄，容易 发生弯曲变形，即使上翼缘无法转动，整个下翼缘也可能因腹板弯曲而发生以腹板为弹性支座的侧向弯曲 和扭转变形，这就是畸变屈曲，如图二示意。在这种情况下，下翼缘与腹板交线的夹角可能变化。



图二

畸变屈曲与稳定性验算

畸变屈曲通常发生在框架梁端部，特别是当负弯矩作用下，下翼缘受压而上翼缘受拉时。此外，如果上 翼缘有混凝土楼板，楼板起侧向支撑和提供扭转约束的作用，也会增加下翼缘畸变屈曲的风险。

《钢结构设计标准》GB 50017-2017（下文简称《钢标》）第 6.2.7 条提出框架梁下翼缘的稳定性应进行 简单计算以防止负弯矩区的畸变屈曲。这是与旧规范相比新增的内容，为评判梁下翼缘稳定性提供了依据。

6.2.7 支座承担负弯矩且梁顶有混凝土楼板时，框架梁下翼缘的稳定性计算应符合下列规定：

1 当$\lambda_{n,b}\leq 0.45$时，可不计算框架梁下翼缘的稳定性。

2 当不满足本条第1款时，框架梁下翼缘的稳定性应按下列公式计算：

$$\frac{M_x}{\varphi_d W_{1x} f}\leqslant 1.0 \qquad (6.2.7\text{-}1)$$

$$\lambda_e=\pi\lambda_{n,b}\sqrt{\frac{E}{f_y}} \qquad (6.2.7\text{-}2)$$

$$\lambda_{n,b}=\sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} \qquad (6.2.7\text{-}3)$$

$$\sigma_{cr}=\frac{3.46b_1t_1^3+h_wt_w^3(7.27\gamma+3.3)\varphi_1}{h_w^2(12b_1t_1+1.78h_wt_w)}E \qquad (6.2.7\text{-}4)$$

$$\gamma=\frac{b_1}{t_w}\sqrt{\frac{b_1t_1}{h_wt_w}} \qquad (6.2.7\text{-}5)$$

$$\varphi_1=\frac{1}{2}\left(\frac{5.436\gamma h_w^2}{l^2}+\frac{l^2}{5.436\gamma h_w^2}\right) \qquad (6.2.7\text{-}6)$$

式中：b_1——受压翼缘的宽度(mm)；

t_1——受压翼缘的厚度(mm)；

W_{1x}——弯矩作用平面内对受压最大纤维的毛截面模量(mm^3)；

φ_d——稳定系数，根据换算长细比λ_e按本标准附录D表D.0.2采用；

$\lambda_{n,b}$——正则化长细比；

σ_{cr}——畸变屈曲临界应力(N/mm^2)；

l——当框架主梁支承次梁且次梁高度不小于主梁高度一半时，取次梁到框架柱的净距；除此情况外，取梁净距的一半(mm)。

3 当不满足本条第1款、第2款时，在侧向未受约束的受压翼缘区段内，应设置隅撑或沿梁长设间距不大于2倍梁高并与梁等宽的横向加劲肋。

图三

《钢标》第6.2.7 条明确：支座承担负弯矩且梁顶有混凝土楼板时，框架梁下翼缘的稳定性计算应符合 以下规定：

- 当正则化长细比小于等于0.45 时，可不计算框架梁下翼缘的稳定性。
- 当正则化长细比大于0.45 时，应按照规定的稳定应力计算公式验算下翼缘的稳定性。
- 当框架梁的下翼缘稳定性计算不满足上述两款要求时，在侧向未受约束的受压翼缘区段内，应设置隅撑或 沿梁长设置间距不大于 2 倍梁高并与梁等宽的横向加劲肋。这是为了防止畸变屈曲的发生。

下翼缘稳定性验算公式和过程

《钢标》第6.2.7 条同时提供了验算下翼缘稳定性的公式，包括正则化长细比和畸变屈曲临界应力的计 算。

1. 正则化长细比 λn,b 和畸变屈曲临界应力计算与下翼缘宽度和厚度、腹板高度和厚度及侧向支承间距相 关。

$$\lambda_{n,b}=\sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}}$$

$$\sigma_{cr}=\frac{3.46b_1t_1^3+h_wt_w^3(7.27\gamma+3.3)\varphi_1}{h_w^2(12b_1t_1+1.78h_wt_w)}E$$

$$\gamma=\frac{b_1}{t_w}\sqrt{\frac{b_1t_1}{h_wt_w}}$$

$$\varphi_1=\frac{1}{2}\left(\frac{5.436\gamma h_w^2}{l^2}+\frac{l^2}{5.436\gamma h_w^2}\right)$$

图四

2. 当正则化长细比 λn,b＞0.45 时，应根据换算长细比 λe 查附录D 表D.0.2 得到稳定系数 φd，再按照下列 稳定应力比公式验算下翼缘的稳定性：

$$\frac{M_x}{\varphi_d W_{1x} f}\leqslant 1.0$$

图五

其中，Mx 是梁端弯矩设计值，W1x 是弯矩作用平面内对受压最大纤维的毛截面模量。当上述公式满足 时，判断下翼缘稳定性满足要求，若不满足时，则需要设置加劲肋，为下翼缘提供更加刚强的约束，并带动 楼板对框架梁提供扭转约束。设置加劲助后，刚度很大，一般不再需要计算整体稳定和畸变屈曲。

问题分析与解答

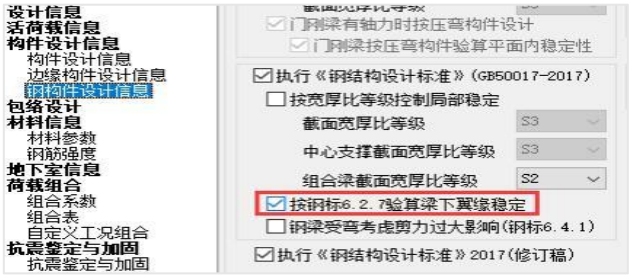
回到前面提出的问题，我们通过前文对畸变屈曲概念、重要性及规范条文和公式的解读，已经可以了解 到，容易发生畸变失稳的位置是在框架梁负弯矩区的下翼缘且梁顶有楼板。那么，首先可以确定的是选项 (B)，并排除选项(A)。对选项(C)，悬挑梁的非悬挑端也是负弯矩区且梁顶有混凝土楼板，实际也会有下翼缘 畸变屈曲的风险。至于选项(D)的非框架梁，如果是两端铰接的梁，没有负弯矩区，可以不考虑畸变屈曲， 但若是梁端刚接时，也存在畸变屈曲的问题。

YJK软件中下翼缘稳定性验算的处理和操作

YJK 软件提供了按照《钢标》第 6.2.7 条进行钢梁畸变失稳验算的功能，具体的操作流程如下：

1. 设置验算对象

首先，程序在前处理——计算参数提供选项【按钢标6.2.7 验算梁下翼缘稳定】，默认勾选。



图六

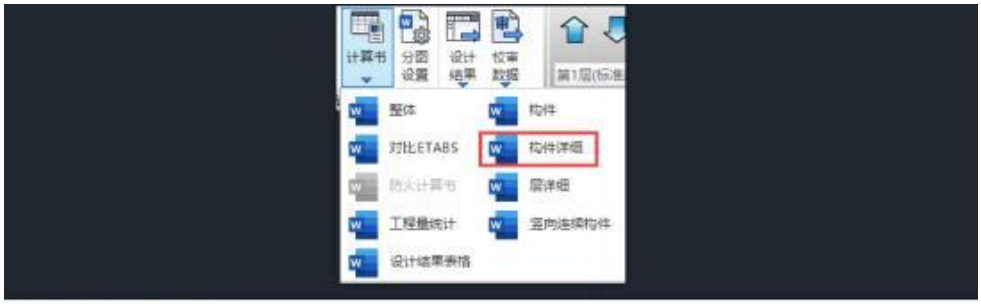
勾选后，程序自动对所有钢梁打上“验算下翼缘稳定”的灰白色标记，表示将会按照《钢标》第 6.2.7 条 进行钢梁畸变失稳验算，可在前处理——特殊梁定义，进行查看，见图七。如果确定某些钢梁不需要进行下 翼缘稳定性验算，也支持在这里取消定义，即执行【下翼缘稳定】命令，然后单选或框选不需要验算的梁， 灰白色标记消失就代表取消成功。



图七

2. 确定验算对象并输出验算结果

在构件设计阶段，程序首先会对所有钢梁进行正则化长细比计算，正则化长细比计算可在程序设计结果 ——计算书中用构件详细功能进行查看，如图八所示。



3.正则化长细比验算

$b_1 = 200.00$，$t_1 = 13.00$，$h_w = 374.00$，$t_w = 8.00$

$$\gamma = \frac{b_1}{t_w}\sqrt{\frac{b_1 t_1}{h_w t_w}} = \frac{200.00}{8.00} \times \sqrt{\frac{200.00 \times 13.00}{374.00 \times 8.00}} = 23.30$$

$$\varphi_1 = \left(\frac{5.436\gamma h_w^2}{l^2} + \frac{l^2}{5.436\gamma h_w^2}\right)/2 = \left(\frac{5.436 \times 23.30 \times 374.00^2}{4050.00^2} + \frac{4050.00^2}{5.436 \times 23.30 \times 374.00^2}\right)/2 = 1.00$$

$$\sigma_{cr} = \frac{3.46 b_1 t_1^3 + h_w t_w^3 (7.27\gamma + 3.3) \times \varphi_1}{h_w^2 (12 b_1 t_1 + 1.78 h_w t_w)} E$$

$$= \frac{3.46 \times 200.00 \times 13.00^3 + 374.00 \times 8.00^3 \times (7.27 \times 23.30 + 3.3) \times 1.00}{374.00^2 \times (12 \times 200.00 \times 13.00 + 1.78 \times 374.00 \times 8.00)} \times 206000.00 = 1398.88$$

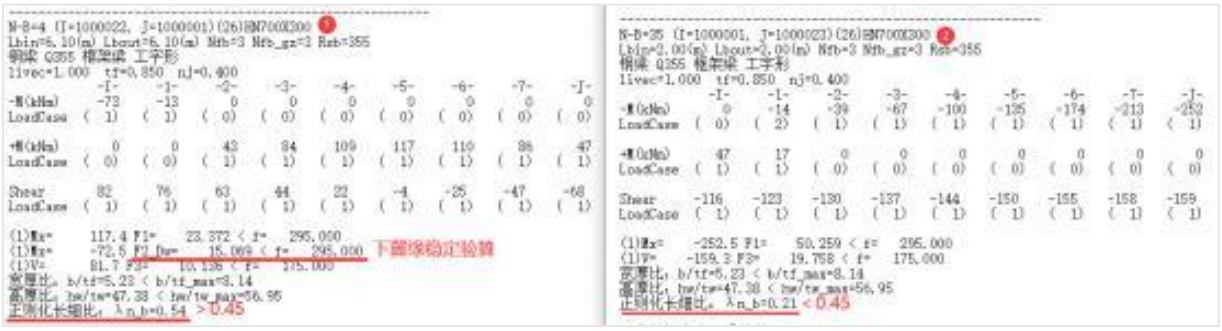
$$\lambda_{n_b} = \sqrt{f_y/\sigma_{cr}} = \sqrt{355.00/1398.88} = 0.50$$

图八

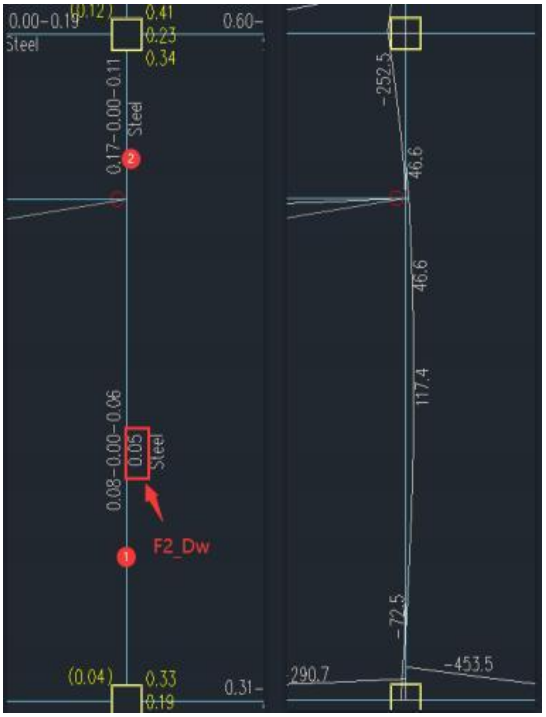
然后按《钢标》第 6.2.7 条要求对梁端负弯矩和梁顶楼板进行判断：

1) 对梁端有负弯矩且梁两侧或单侧房间有楼板并板厚大于 10mm 的梁，会在构件信息中输出正则化长细 比计算结果。当判断正则化长细比 $\lambda_{n,b} > 0.45$ 时，进行下翼缘稳定性验算，并输出验算结果，同时进 行图形结果的显示，见图九、十中 1 号梁；当判断正则化长细比 $\lambda_{n,b} \leq 0.45$ 时，不进行下翼缘稳定性 验算，见图九、十中 2 号梁。

PS：构件信息中以 F2_Dw 区分钢梁整体稳定验算输出标记，同时将钢梁下翼缘稳定性验算结果单独输 出到配筋简图钢梁线下方是从 4.0 版本开始的。之前版本程序对于钢梁整体稳定和下翼缘稳定均以 F2 输出。

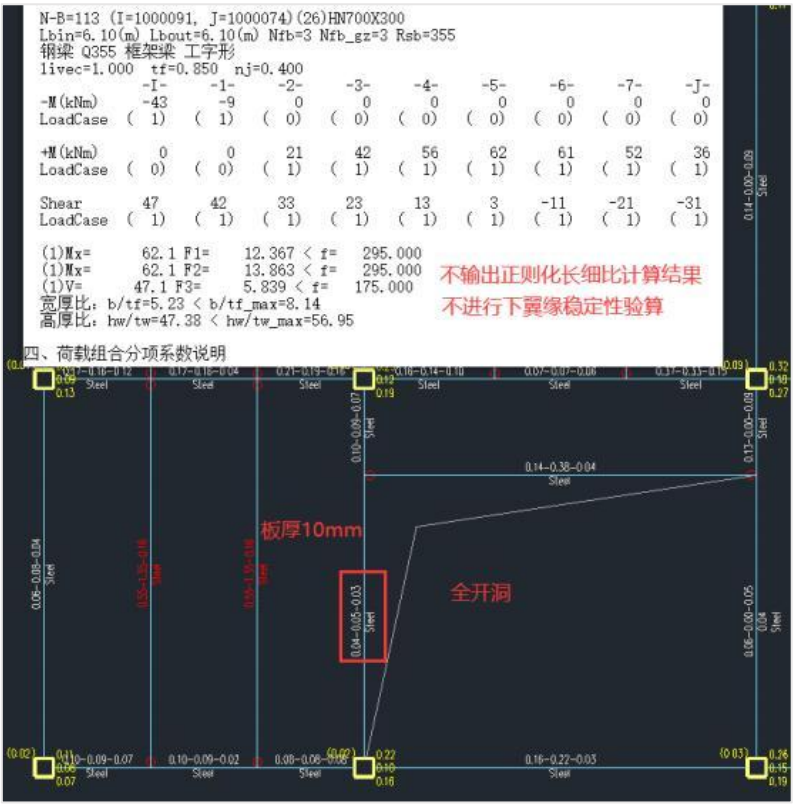


图九



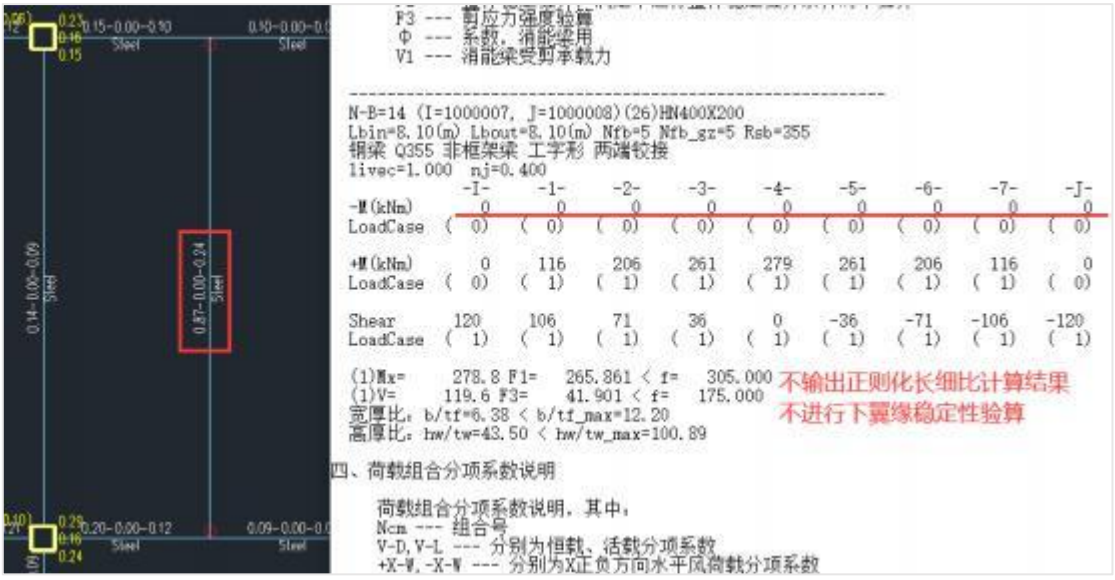
图十

2) 对两侧房间板厚≤10mm或全开洞的梁，在构件信息和图形显示中不输出正则化长细比计算结果，当然 也不进行下翼缘稳定性验算，见图十一。



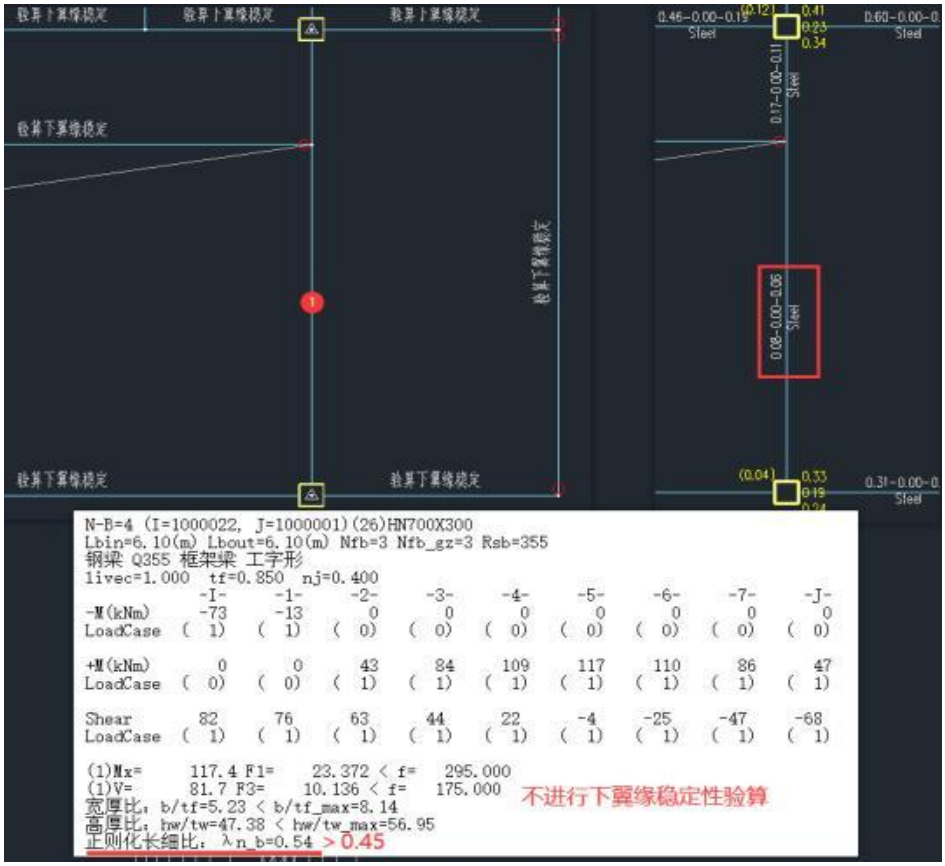
图十一

3) 对梁端没有负弯矩的梁，在构件信息和图形显示中同样不输出正则化长细比计算结果，也不进行下翼 缘稳定性验算，见图十二。



图十二

4) 对前处理——特殊梁定义取消【下翼缘稳定】属性的梁，即便梁端有负弯矩且梁顶板厚大于10mm，程 序在构件信息中输出框架梁正则化长细比，而不进行框架梁下翼缘稳定性验算。



图十三

几点说明：

1) 《钢标》第 6.2.7 条条文说明提到：正则化长细比 λn,b≤0.45 时，截面尺寸刚好能满足公式（6.2.7-1） 的稳定应力比验算，但是对于抗震设计，要求应更加严格。至于如何严格？限值是否还按0.45？规范并 没有明确，因此程序目前对非抗震组合和抗震组合仍然按限值 0.45 控制。如果您有相关意见或建议， 可以反馈我们。

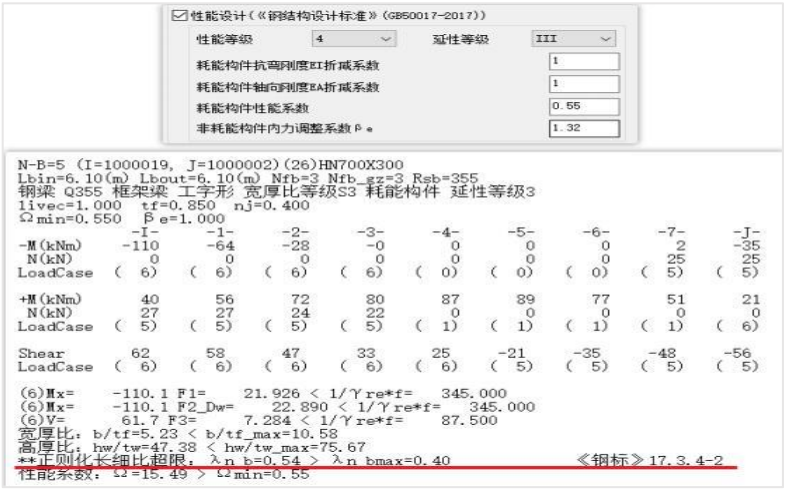
2) 为保证框架结构抗震性能，《钢标》第 17.3.4 条给出了“工字形梁受弯正则化长细比 λn,b 限值”，见图十 四。对设置了按《钢标》进行性能设计的工程，程序仍按公式（6.2.7-3）计算正则化长细比 λn,b，限值 执行表 17.3.4-2 的要求，并对超过限值的构件在构件信息中给出提示，如图十五所示。

表17.3.4-2 工字形梁受弯正则化长细比$\lambda_{n,b}$限值

结构构件延性等级	Ⅰ级、Ⅱ级	Ⅲ级	Ⅳ级	Ⅴ级
上翼缘有楼板	0.25	0.40	0.55	0.80

注：受弯正则化长细比$\lambda_{n,b}$应按本标准式(6.2.7-3)计算。

图十四



图十五

限于篇幅的关系，今天的内容就到此为止了，关于下翼缘稳定性验算的常见问题、保证下翼缘稳定性的 措施探讨及正则化长细比相关算例，我们会在后面的文章中持续更新，敬请关注。

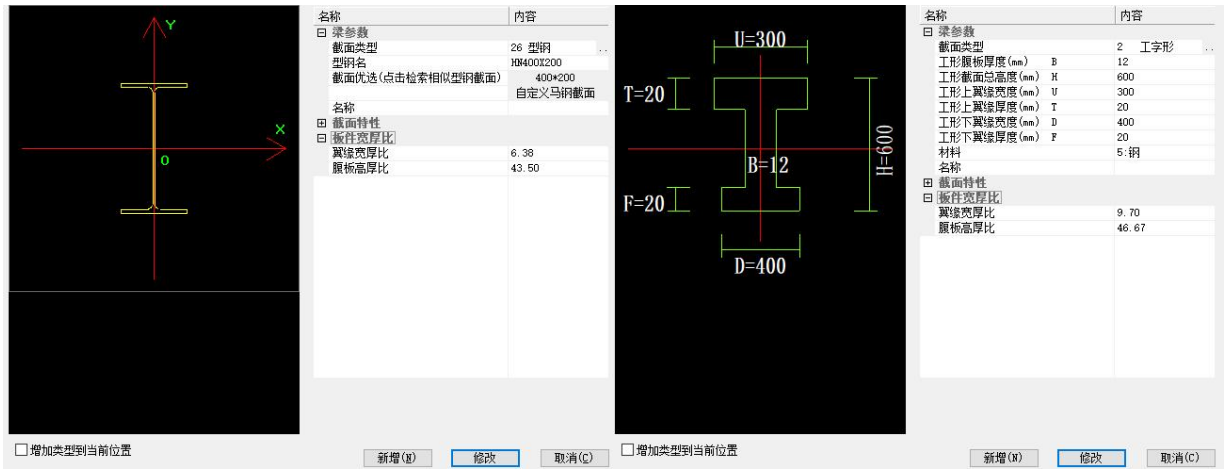
第 17 节 YJK 软件钢构件宽厚比改进梳理

在以往的文章中，我们曾经为大家介绍过盈建科软件钢构件宽厚比的相关设置。随着规范的更新，工程师对宽厚比设计的精准性提出了更高要求，YJK 软件在多次升级和迭代中持续优化宽厚比相关功能，从建模阶段的参数可视化到设计结果的规范适配，为复杂工程提供了全流程技术支持。本文将系统梳理 V3.1.0 至 V7.0.0 版本中宽厚比改进的核心亮点，助力工程师高效应对宽厚比设计挑战，减少因规范冲突或参数误判导致的反复修改。

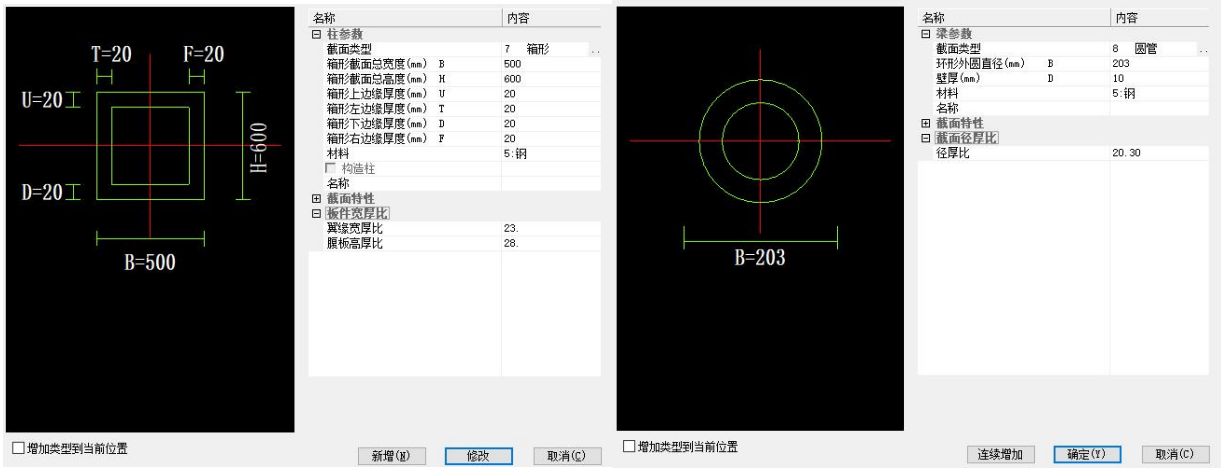
一、 建模

1. 截面定义增加宽厚比、高厚比显示

从 V6.0.0 版本开始，在建模模块——【构件布置】页面中，当对梁、柱、斜杆添加截面时，截面定义对话框中增加了部分截面类型的板件宽厚比显示，如图一~二所示：



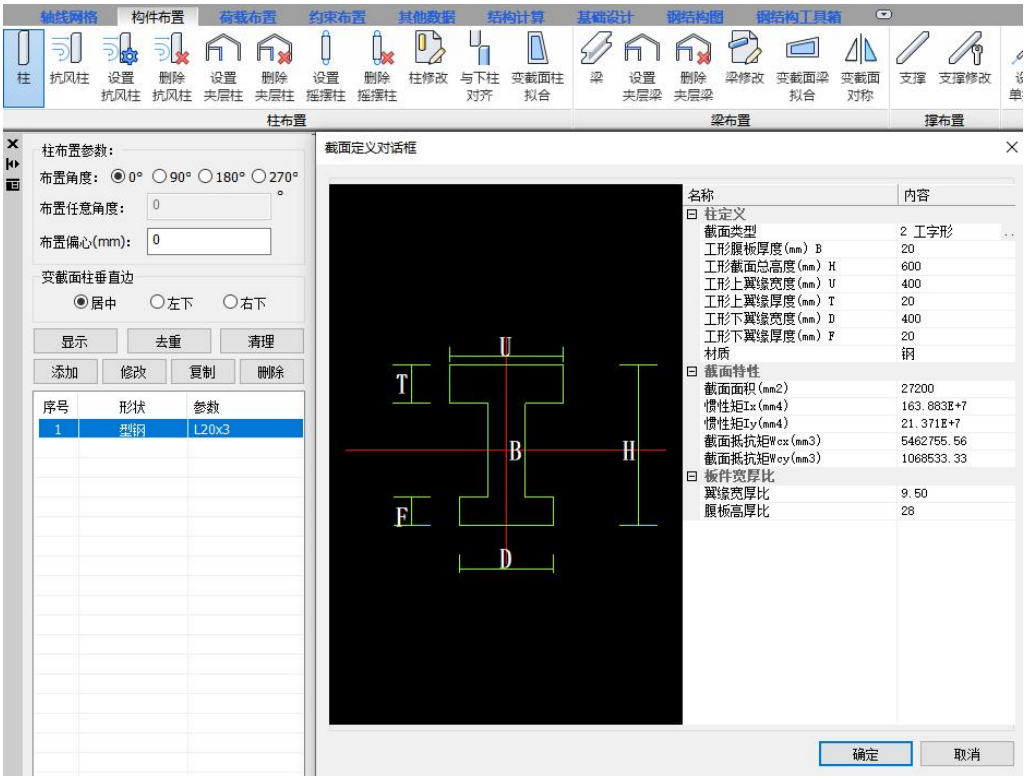
图一



图二

增加该项显示，可以让工程师在设计之初对所选截面的宽厚比、高厚比有一个大致的了解，便于筛选出符合规范要求的截面，避免设计完成后因为该项不满足而需要返回建模进行截面调整。尤其对于体量较大的工程，可以减少工作量。

从 V7.0.0 版本开始，在盈建科二维门刚设计软件中，也增加了宽厚比、高厚比显示，如图三所示：

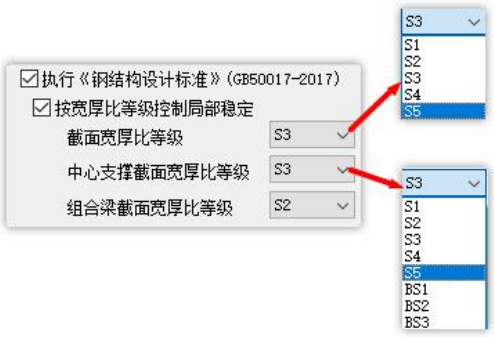


图三

二、 前处理及设计结果

1. 宽厚比等级增加 S5 级

从 V3.1.0 版本开始，在前处理计算参数——【钢构件设计信息】页中，对参数【截面宽厚比等级】和【中心支撑截面宽厚比等级】增加 S5 级，如图四所示。



图四

选择【S5】后，程序依据《钢结构设计标准》GB 50017-2017（以下简称《钢标》）第 8.4.2 条进行构件的强度、稳定验算，宽厚比、高厚比限值执行《钢标》表 3.5.1 中 S5 等级要求，见图五；并在【计算书】——【构件详细】中输出 S5 级有效截面结果和强度、稳定详细计算过程，如图六所示。

构件	截面板件宽厚比等级		S5 级
压弯构件（框架柱）	H 形截面	翼缘 b/t	20
		腹板 h_0/t_w	250
	箱形截面	壁板（腹板）间翼缘 b_0/t	—
	圆钢管截面	径厚比 D/t	—

```
N-C=18  (I=1000026, J=20)(2)H H*U*B*T(mm)=H600*400*12*20
Cx=1.31 Cy=1.04 Lcx=3.30(m) Lcy=3.30(m) Nfc=3 Nfc_gz=3 Rsc=235
钢柱 Q235 工字形 宽厚比等级S5
livec=1.000
( 29)Nu=    -820.5 Uc= 0.18
(29)Nu=     -820.5 Px=      6.83
(29)Nu=     -820.5 Py=      0.99
(9)Mx=      379.8 My=      22.0 N=    -1221.4 F1=    175.619 < f=    205.000
(9)Mx=      379.8 My=      22.0 N=    -1221.4 F2=    138.976 < f=    205.000
(8)Mx=      377.9 My=      22.2 N=    -1220.8 F3=    121.694 < f=    205.000
长细比：Rmdx=16.7 Rmdy=35.5 Rmd_max=100.0
宽厚比：b/tf=9.70 < b/tf_max=20.00
高厚比：hw/tw=46.67 < hw/tw_max=250.00
```

图五



根据钢结构标准 8.4.2 条计算 S5 级有效截面结果：

A_e=22720.0000　W_{ex1}=5072498.0000　W_{ex2}=5072498.0000

$$\sigma_{max}=\frac{N}{A_n}+\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}}+\frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}}$$

$$=\frac{1221388.13}{22720.00\times0.85}+\frac{379754016.00}{1.00\times5072498.00\times0.85}+\frac{22038030.00}{1.00\times1067069.88\times0.85}$$

$=175.62\text{N/mm}^2$

$$\sigma_{min}=\frac{N}{A_n}-\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}}-\frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}}$$

$$=\frac{1221388.13}{22720.00\times0.85}-\frac{379754016.00}{1.00\times5072498.00\times0.85}-\frac{22038030.00}{1.00\times1067069.88\times0.85}$$

$=-49.13\text{N/mm}^2$

$175.62 < f = 205.00\text{N/mm}^2$

强度验算应力满足要求

根据钢结构标准 8.4.2 条计算 S5 级有效截面结果：

A_e=22720.0000　W_{ex1}=5072498.0000　W_{ex2}=5072498.0000

由钢结构标准 8.2.1 条可知

等效弯矩系数

$\beta_{my}=0.99,\ \beta_{tx}=0.52$

$N'_{Ey}=\pi^2EA/(1.1\lambda_y^2)=33356042.00$

由钢结构标准 8.2.5 条及附录 C 可知

受弯构件整体稳定系数 $\varphi_{bx}=1.00$

由钢结构标准 8.2.5 条可知

$$\frac{N}{\varphi_y A}+\eta\frac{\beta_{tx}M_x}{\varphi_{bx}W_x}+\frac{\beta_{my}M_y}{\gamma_y W_y(1-0.8N/N'_{Ey})}$$

$$=\frac{1220759.38}{0.87\times22720.00}+1.00\times\frac{0.52\times377933856.00}{1.00\times5072498.00}$$

$$+\frac{0.99\times22238898.00}{1.00\times1067069.88\times(1-0.8\times1220759.38/33356042.00)}$$

$=121.69\text{N/mm}^2 \le f = 205.00\text{N/mm}^2$

满足平面外稳定验算要求

根据钢结构标准 8.4.2 条计算 S5 级有效截面结果：

A_e=22720.0000　W_{ex1}=5072498.0000　W_{ex2}=5072498.0000

由钢结构标准 8.2.1 条可知

等效弯矩系数

$\beta_{mx}=1.00,\ \beta_{ty}=0.43$

$N'_{Ex}=\pi^2EA/(1.1\lambda_x^2)=151013872.00$

由钢结构标准 8.2.5 条及附录 C 可知

受弯构件整体稳定系数 $\varphi_{by}=1.00$

由钢结构标准 8.2.5 条可知

$$\frac{N}{\varphi_x A}+\frac{\beta_{mx}M_x}{\gamma_x W_x(1-0.8N/N'_{Ex})}+\eta\frac{\beta_{ty}M_y}{\varphi_{by}W_y}$$

$$=\frac{1221388.13}{0.98\times22720.00}+\frac{1.00\times379754016.00}{1.00\times5072498.00\times(1-0.8\times1221388.13/151013872.00)}$$

$$+1.00\times\frac{0.43\times22038030.00}{1.00\times1067069.88}$$

$=138.98\text{N/mm}^2 \le f = 205.00\text{N/mm}^2$

满足平面内稳定验算要求

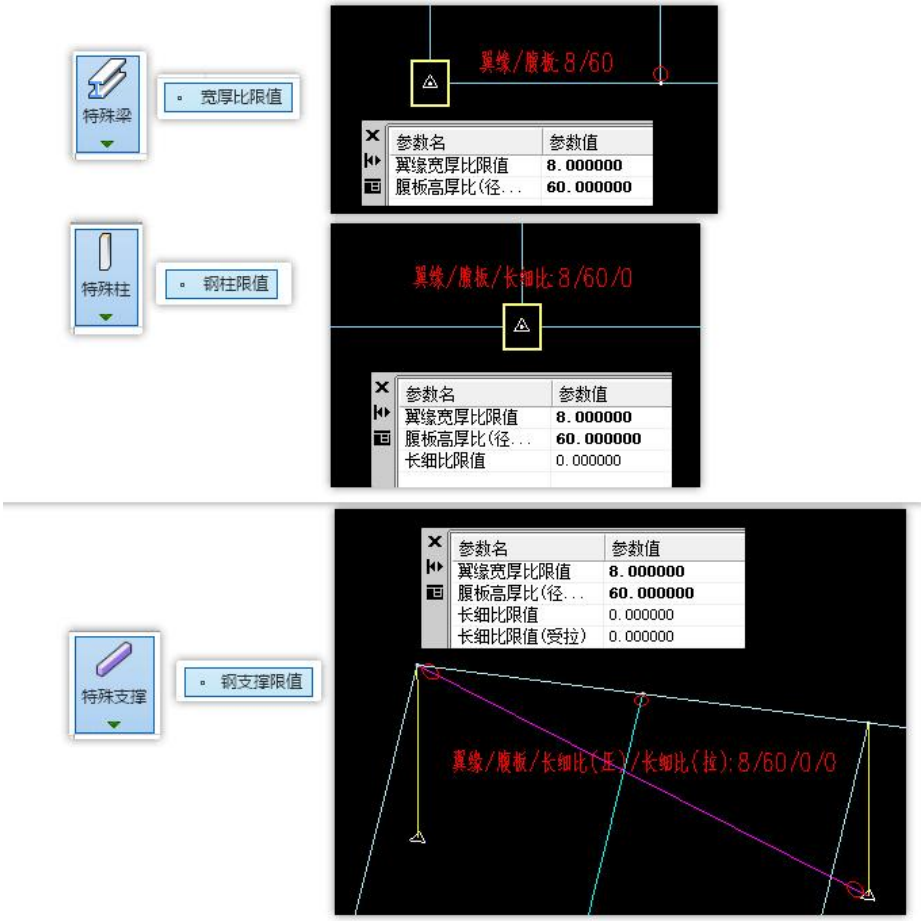
图六

需要注意的是：从 V3.1.0~V5.3.0 版本，程序仅支持工字形截面；从 6.0.0 版本开始，增加了对箱形截面的支持。

2. 交互指定宽厚比、高厚比限值

从 V4.0.0 版本开始，在前处理-特殊构件定义中，“特殊梁”、“特殊柱”和“特殊支撑”菜单下都增加了交互指定宽厚比、高厚比限值的功能。程序默认值是“0”，表示限值自动按【钢构件设计信息】中所勾选规范执行。当需要交互修改限值时，可先输入限值，再在屏幕上指定相应的构件，程序支持批量指定构件；指定后，构件上会有红色字体显示当前输入的限值，如图七所示。在后续的计算和设计中，对指定了限值的构件按该限值控制宽厚比、高厚比。

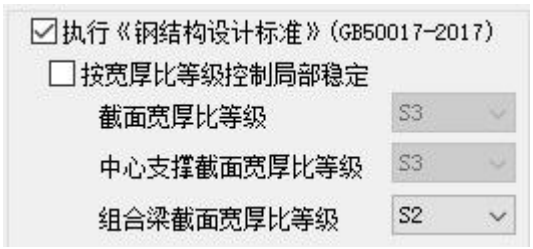
需要提醒的是：该处输入的限值是没有经过钢号修正的数值（即没有乘以钢号修正系数），最终设计结果会根据钢构件的材料强度进行相应的调整。



图七

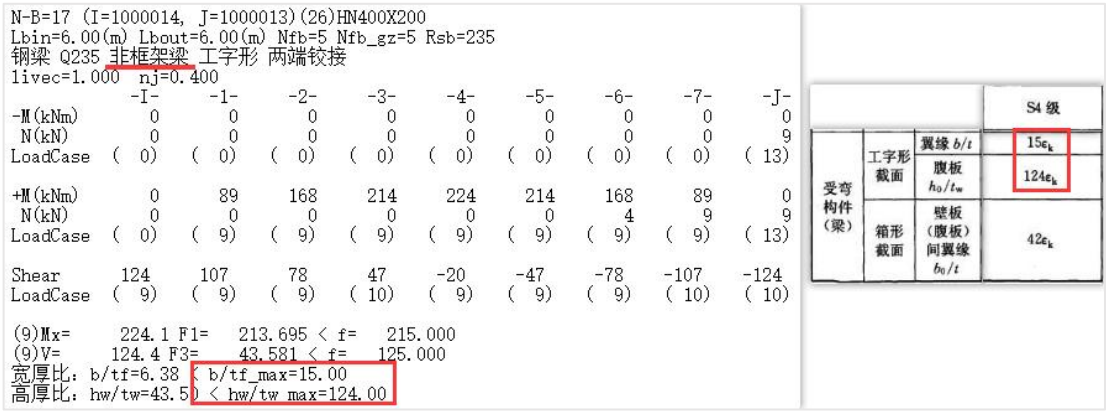
3. 选项【按宽厚比等级控制局部稳定】修改为默认不勾选

以前版本由于参数【按宽厚比等级控制局部稳定】等级最高，勾选后优先执行此项控制，可能造成工程师对设计结果的误解，因此，从 V5.2.0 版本开始，对新建模型，前处理计算参数——【钢构件设计信息】页中，将选项【按宽厚比等级控制局部稳定】设置为默认不勾选，如图八所示：

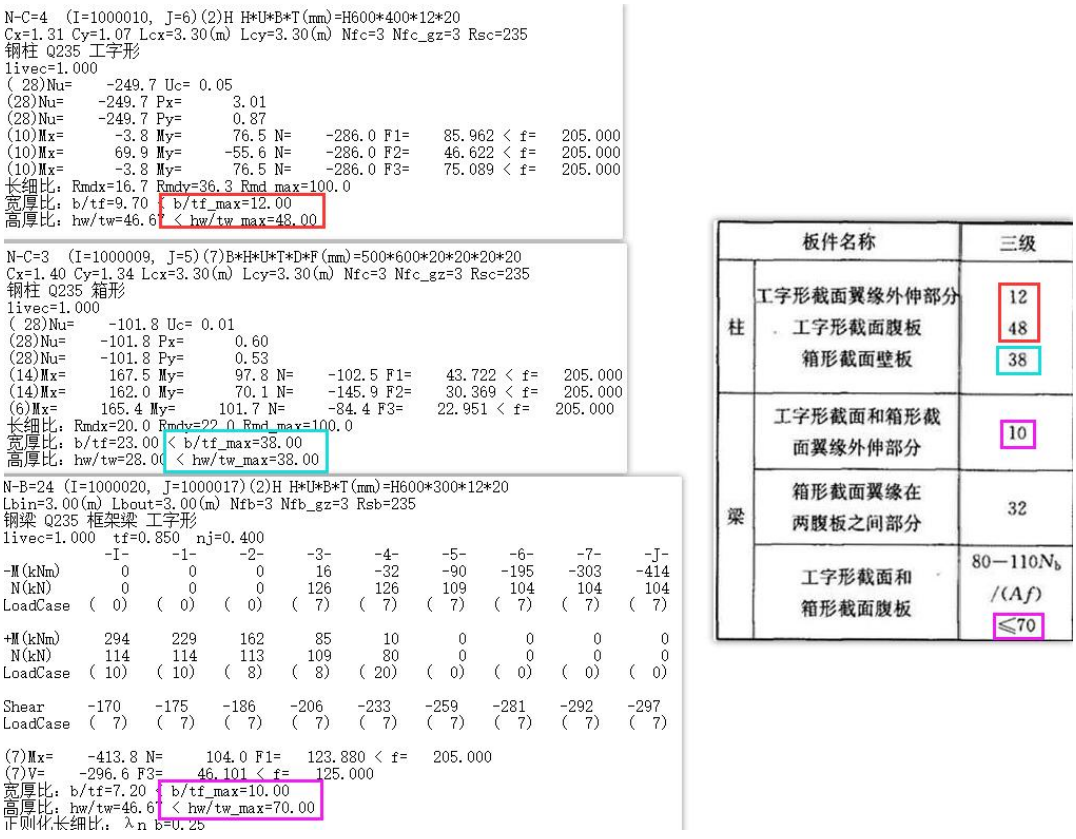


图八

该选项勾选指的是钢构件宽厚比、高厚比等级执行《钢标》的要求。如果不勾选，对非框架梁，执行《钢标》的 S4 级要求，如图九所示；对框架梁、框架柱执行《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010(2024 版)（以下简称《抗标》）对应抗震等级的要求，如图十所示。



图九



图十

4. 增加选项【长细比、宽厚比执行《抗规》GB50011-2016】

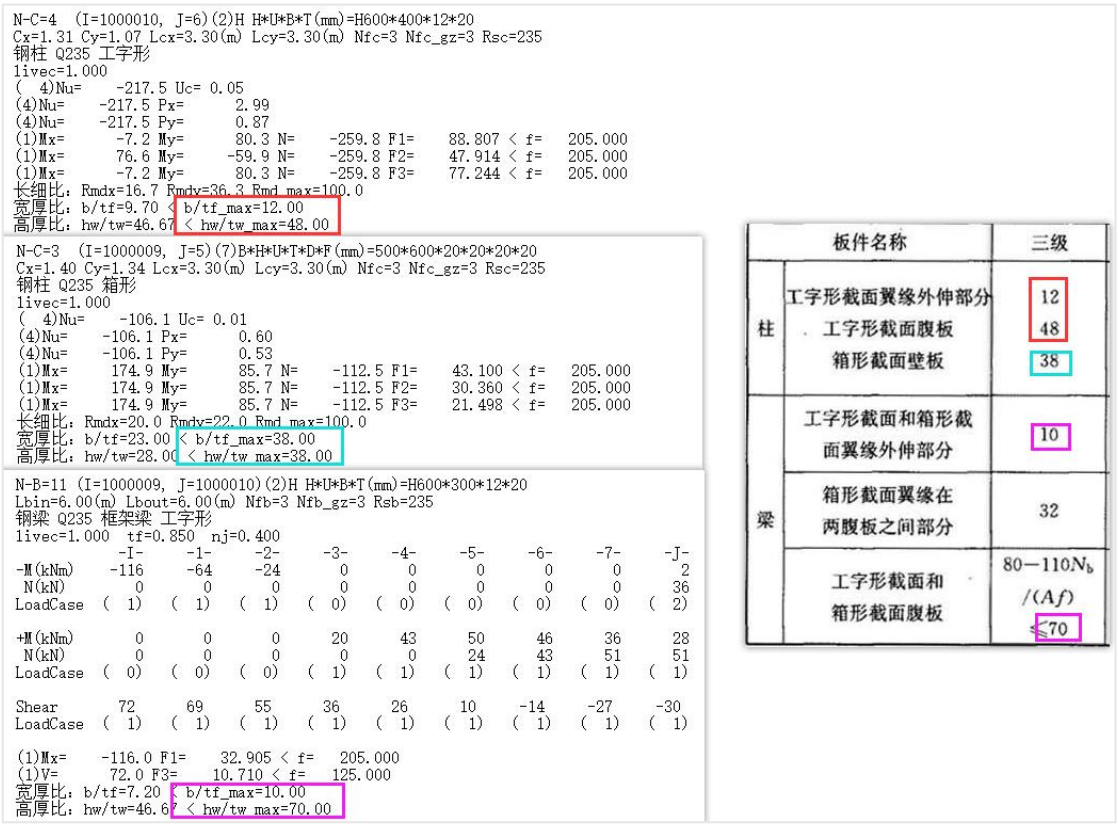
以前版本想要执行《抗标》控制宽厚比、高厚比限值需要先取消勾选【执行《高钢规》JGJ99-2015】和【执行《钢结构设计标准》(GB50017-2017)】或【按宽厚比等级控制局部稳定】，有些工程师认为有些不清晰、不方便。为了使《抗标》宽厚比限值的运用更加明确，从 V7.0 版本开始，在前处理计算参数——【钢构件设计信息】页中，增加选项【长细比、宽厚比执行《抗规》GB50011-2016】，可以按参数分别勾选需要执行的规范。



图十一

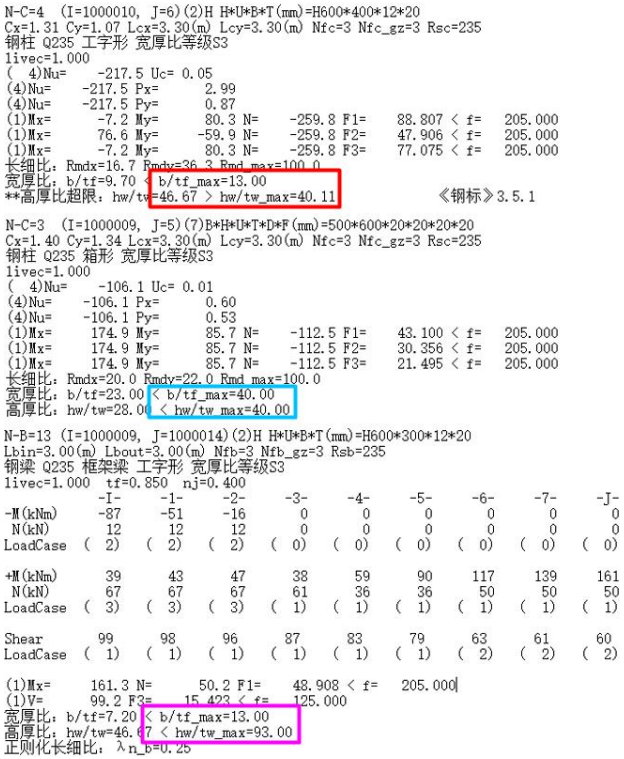
以下是程序自动处理的结果：

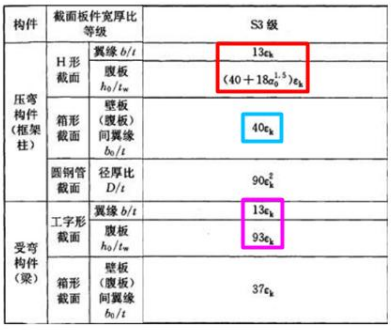
1) 当仅勾选【长细比、宽厚比执行《抗规》GB50011-2016】时，程序对构件长细比、宽厚比和高厚比均执行《抗标》中的相关要求。



图十二

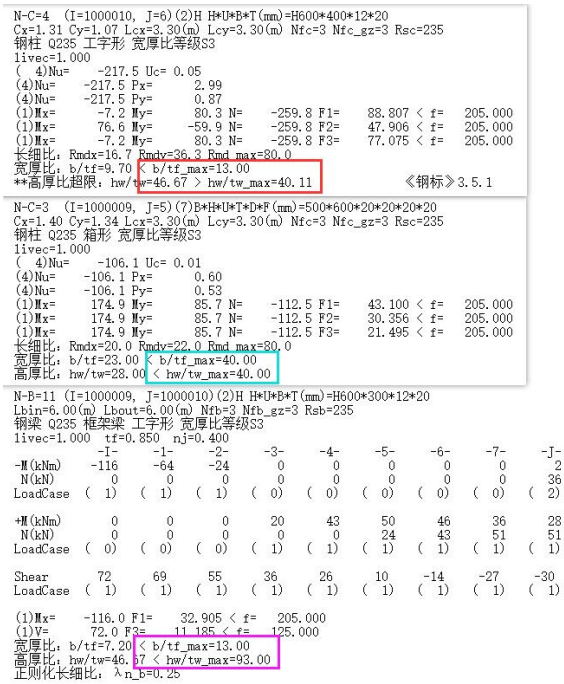
2) 当同时勾选【长细比、宽厚比执行《抗规》GB50011-2016】和【执行《钢结构设计标准》(GB50017-2017)】、【按宽厚比等级控制局部稳定】时，程序对构件长细比执行《抗标》中的相关要求，对构件宽厚比、高厚比执行《钢标》中的相关要求。

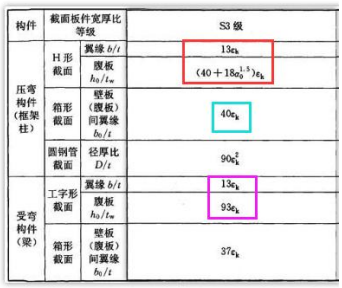




图十三

3) 当同时勾选【执行《高钢规》JGJ99-2015】和【执行《钢结构设计标准》(GB50017-2017)】、【按宽厚比等级控制局部稳定】时，程序对构件长细比执行《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99—2015（以下简称《高钢规》）中的相关要求，对构件宽厚比、高厚比执行《钢标》中的相关要求。





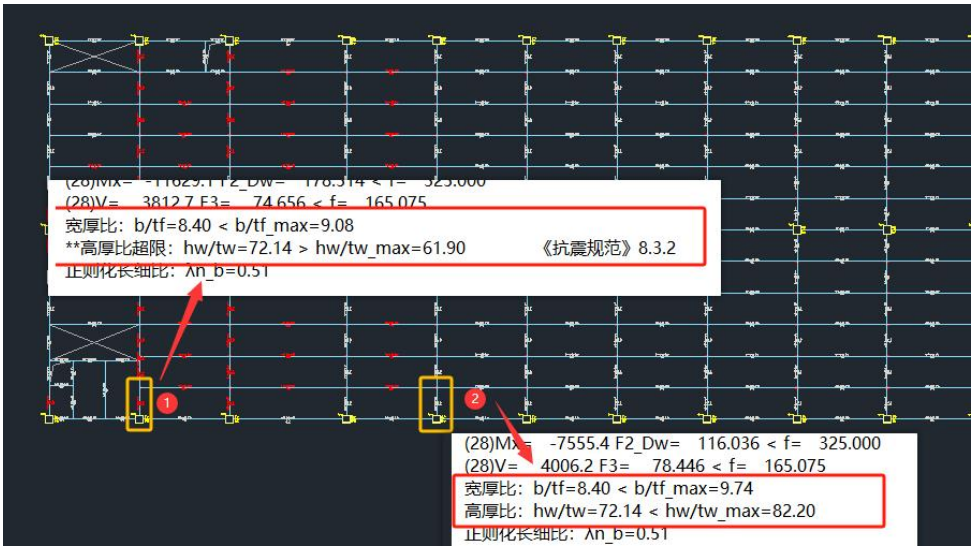
图十四

PS：程序不支持同时勾选【执行《高钢规》JGJ99-2015】和【长细比、宽厚比执行《抗规》GB50011-

2016】，若同时勾选，程序将自动取消其中一项的勾选。

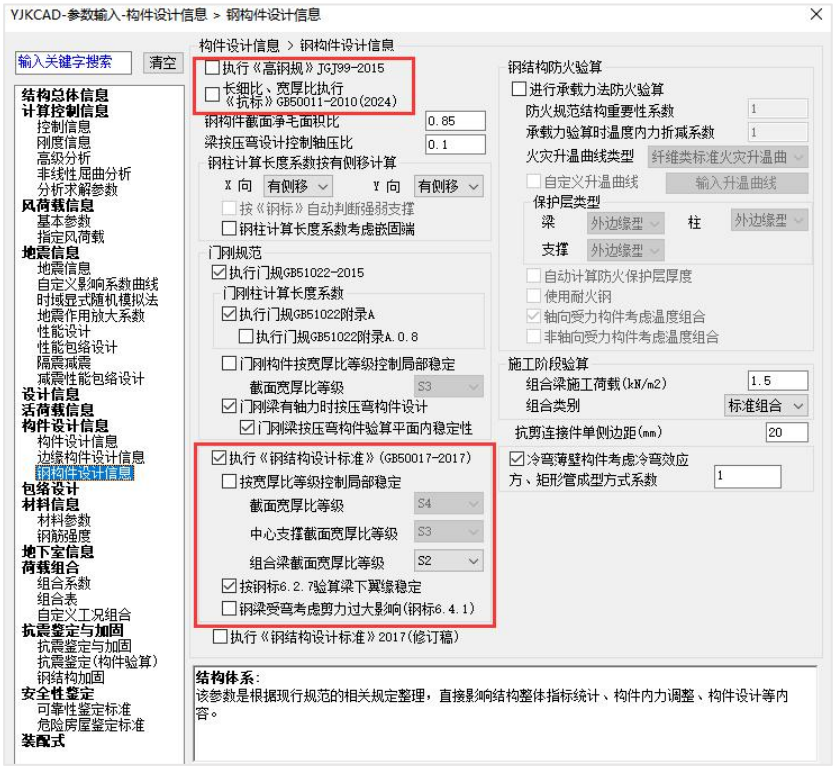
相关案例：

查看模型设计结果，发现对同一标准层中不同位置的钢框架梁，宽厚比及高厚比规范限值不统一，如图十五所示。左梁（1 号梁）按《抗规》8.3.2 条取值可以理解，但右梁（2 号梁）厚比和高厚比的限值是按什么来的？不符合规范《钢标》、《高钢规》或《抗标》中任何一本的规定，是什么原因？



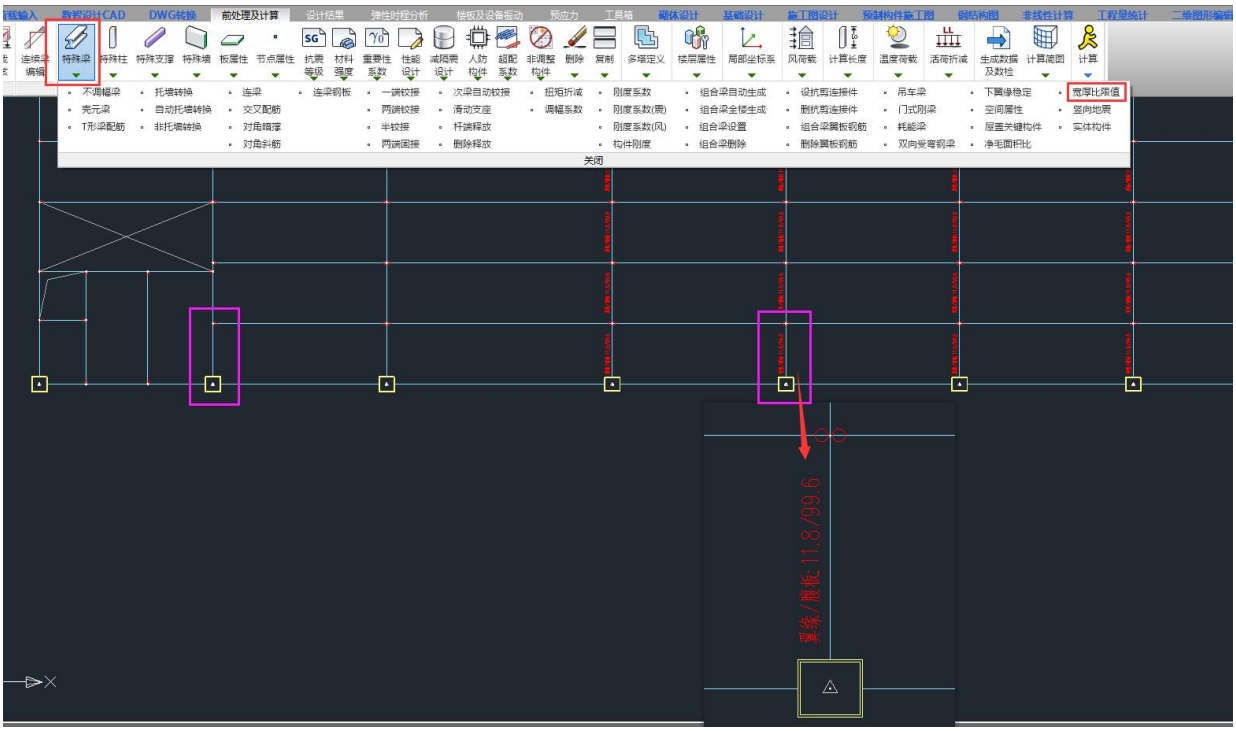
图十五

工程分析：查看模型，根据参数设置，见图十六，程序对框架梁宽厚比、高厚比限值将执行《抗标》要求。



图十六

同时，在前处理——【特殊梁】，可以看到对局部钢梁进行了宽厚比、高厚比限值的指定，见图十七，右梁（2 号梁）正好是在指定了限值的范围。



图十七

我们在前文已经介绍过，当前处理——【宽厚比限值】进行指定后，软件就会在后续的计算和设计中对构件按照用户交互输入的限值进行宽厚比控制，而不会再执行参数中所选的规范。

依据《抗标》第 8.3.2 条及表 8.3.2，如图十八所示：

8.3.2 框架梁、柱板件宽厚比，应符合表8. 3. 2的规定：

表 8.3.2　框架梁、柱板件宽厚比限值

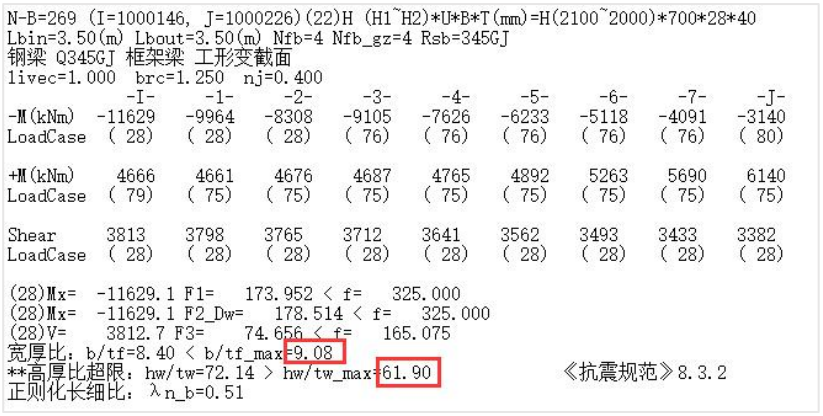
板件名称		一级	二级	三级	四级
柱	工字形截面翼缘外伸部分	10	11	12	13
	工字形截面腹板	43	45	48	52
	箱形截面壁板	33	36	38	40
梁	工字形截面和箱形截面翼缘外伸部分	9	9	10	11
	箱形截面翼缘在两腹板之间部分	30	30	32	36
	工字形截面和箱形截面腹板	$72-120N_b/(Af)$ $\leqslant 60$	$72-100N_b/(Af)$ $\leqslant 65$	$80-110N_b/(Af)$ $\leqslant 70$	$85-120N_b/(Af)$ $\leqslant 75$

注：1　表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号钢材时，应乘以 $\sqrt{235/f_{ay}}$ 。

2　$N_b/(Af)$为梁轴压比。

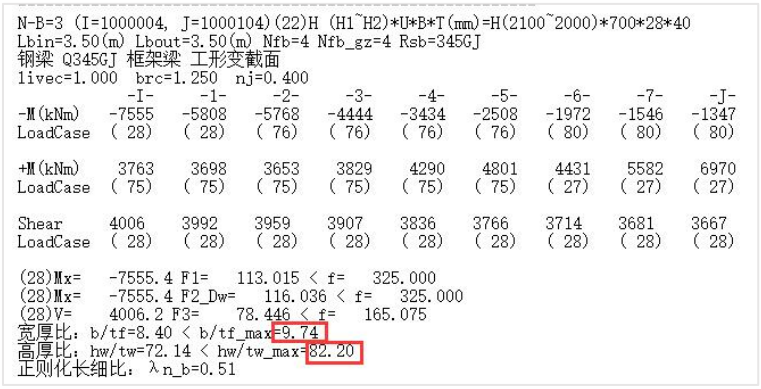
图十八

左梁（1 号梁），框架梁，抗震构造措施 4 级，工字型截面梁，材料 Q345GJ，梁轴压比为 0，经钢号修正后的翼缘宽厚比限值应为 11*sqrt（235/345）=9.08，腹板高厚比应为 75*sqrt（235/345）=61.9，与程序输出一致，见图十九。



图十九

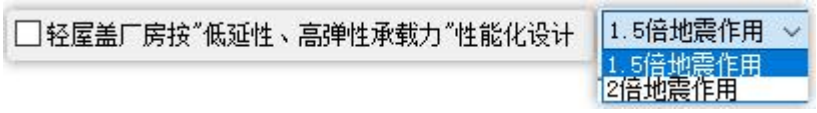
右梁（2 号梁），框架梁，抗震构造措施 4 级，工字型截面梁，材料 Q345GJ，梁轴压比为 0，前处理——【特殊梁】——【宽厚比限值】进行了交互指定，输入的宽厚比数值为 11.8，高厚比数值为 99.6，见截图四。经钢号修正后的翼缘宽厚比限值应为 11.8*sqrt（235/345）=9.74，腹板高厚比限值应为 99.6*sqrt（235/345）=82.2，与程序输出一致，见图二十。



图二十

5. 增加选项【轻屋盖厂房按“低延性、高弹性承载力”性能化设计】

从 V5.2.0 版本开始，在前处理计算参数——【地震信息】——【性能设计】页中，增加了选项【轻屋盖厂房按“低延性、高弹性承载力”性能化设计】，该参数用于控制钢结构梁、柱的局部稳定限值，默认不勾选。

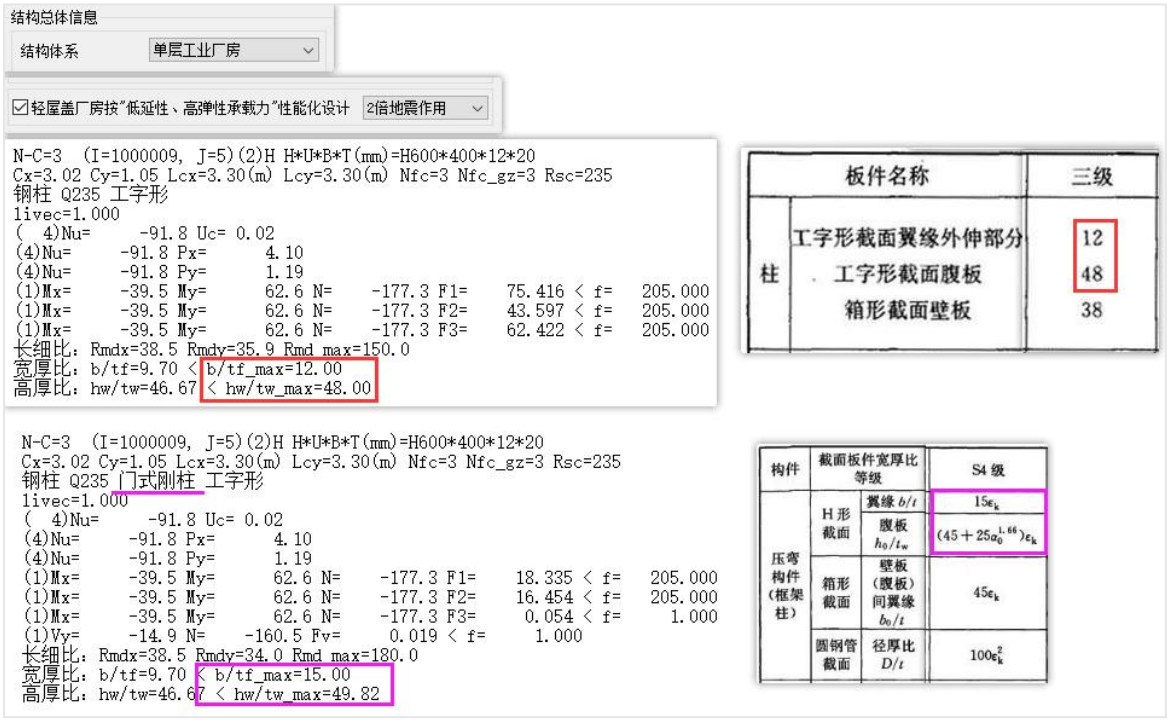


图一

勾选此参数后，软件的处理如下：

1) 如果使用的是 V5.2.0 ~V6.0.0 版本，需要先在前处理计算参数——【结构总体信息】页中将【结构体系】选择为【单层工业厂房】，同时在【特殊梁】、【特殊柱】定义【门式刚柱】、【门式刚梁】属性，然后选择【1.5 倍地震作用】时，程序会根据《抗标》第 9.2.14 条的条文说明，自动判断强度和稳定的承载力是否均满足 1.5 倍多遇地震作用下的要求（$\gamma_G*S_{GE}+\gamma_{Eh}*1.5*S_E \leq R/\gamma_{RE}$），满足时，门刚柱、门刚梁宽厚比限值执行第 9.2.14 条表 6 中的 B 类限值，即对应《钢标》中宽厚比等级 S2 级限值；选择【2 倍地震作用】，程序会根据《抗标》第 9.2.14 条的条文说明，自动判断强度和稳定的承载力是否均满足 2 倍多遇地震作用下的要求（$\gamma_G*S_{GE}+\gamma_{Eh}*2*S_E \leq R/\gamma_{RE}$），满足时，门刚柱、门刚梁宽厚比限值执行《钢标》中宽厚比等级 S4 级限值。

   图二是采用 V5.3.0 版本，参数选择【单层工业厂房】、【2 倍地震作用】及勾选【执行门规 GB51022-2015】、【执行《钢结构设计标准》(GB50017-2017)】，但不勾选【按宽厚比等级控制局部稳定】时，定义和不定义【门式刚柱】的结果。当程序判断强度和稳定的承载力均满足 2 倍多遇地震作用下的要求时，普通钢柱宽厚比、高厚比限值按《抗标》表 8.3.2 中抗震等级三级执行（红框圈出）；门式钢柱宽厚比、高厚比限值执行《钢标》表 3.5.1 中 S4 级（紫框圈出），其中，高厚比考虑参数 α_0 的影响。该限值与是否勾选参数【门刚构件按宽厚比等级控制局部稳定】无关。

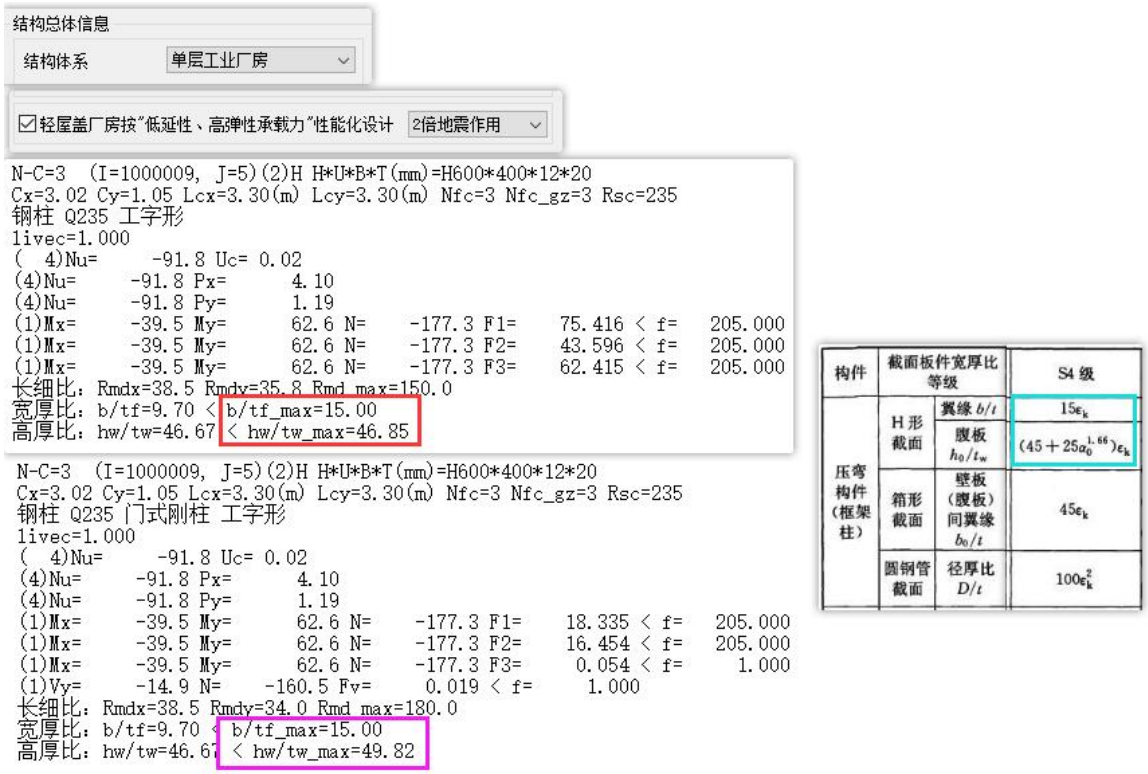


图二

2) 如果使用的是 V6.1.0 及之后的版本，也需要先在前处理计算参数——【结构总体信息】页中

将【结构体系】选择为【单层工业厂房】，但无论是否定义【门式刚柱】、【门式刚梁】属性，选择该参数并满足【1.5 倍地震作用】或【2 倍地震作用】时，钢柱宽厚比、高厚比限值均会自动执行《钢标》S2 级或 S4 级。

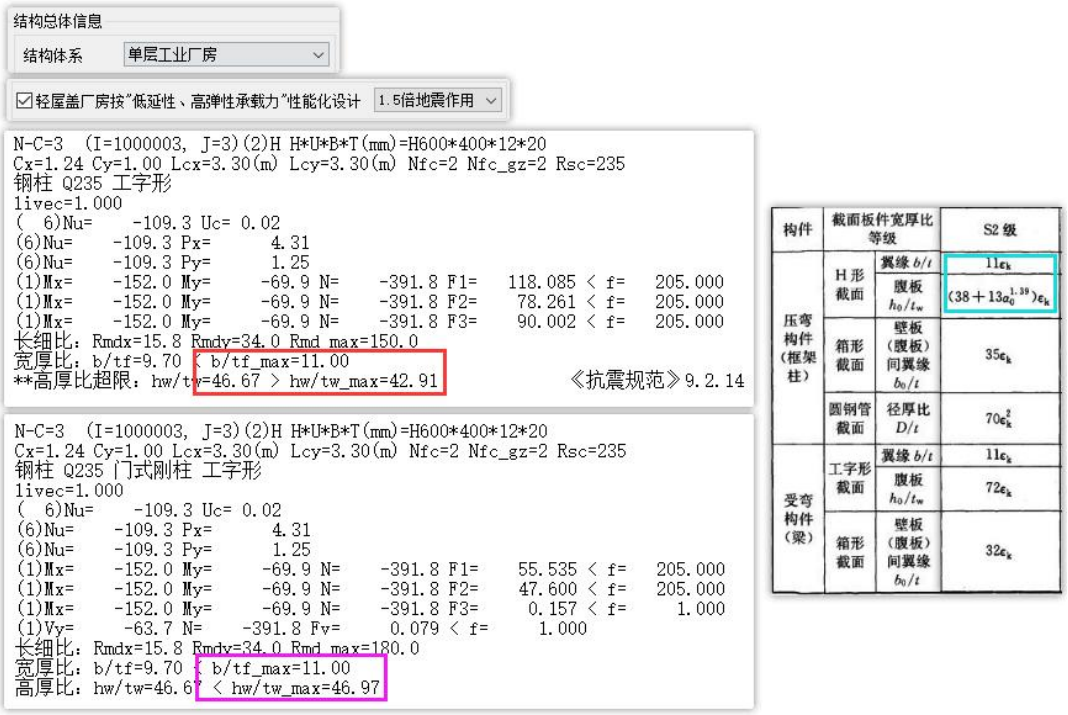
图三是采用 V7.0.0 版本，参数选择【单层工业厂房】、【2 倍地震作用】及勾选【执行门规 GB51022-2015】、【执行《钢结构设计标准》(GB50017-2017)】时，定义和不定义【门式刚柱】的结果。当程序判断强度和稳定的承载力均满足 2 倍多遇地震作用下的要求时，普通钢柱（红框圈出）、门式钢柱（紫框圈出）的宽厚比、高厚比限值均执行《钢标》表 3.5.1 中 S4 级。该限值与是否勾选参数【按宽厚比等级控制局部稳定】、【门刚构件按宽厚比等级控制局部稳定】无关。



构件	截面板件宽厚比等级		S4 级
压弯构件（框架柱）	H 形截面	翼缘 b/t	$15\varepsilon_k$
		腹板 h_0/t_w	$(45+25\alpha_0^{1.66})\varepsilon_k$
	箱形截面	壁板（腹板）间翼缘 b_0/t	$45\varepsilon_k$
	圆钢管截面	径厚比 D/t	$100\varepsilon_k^2$

图三

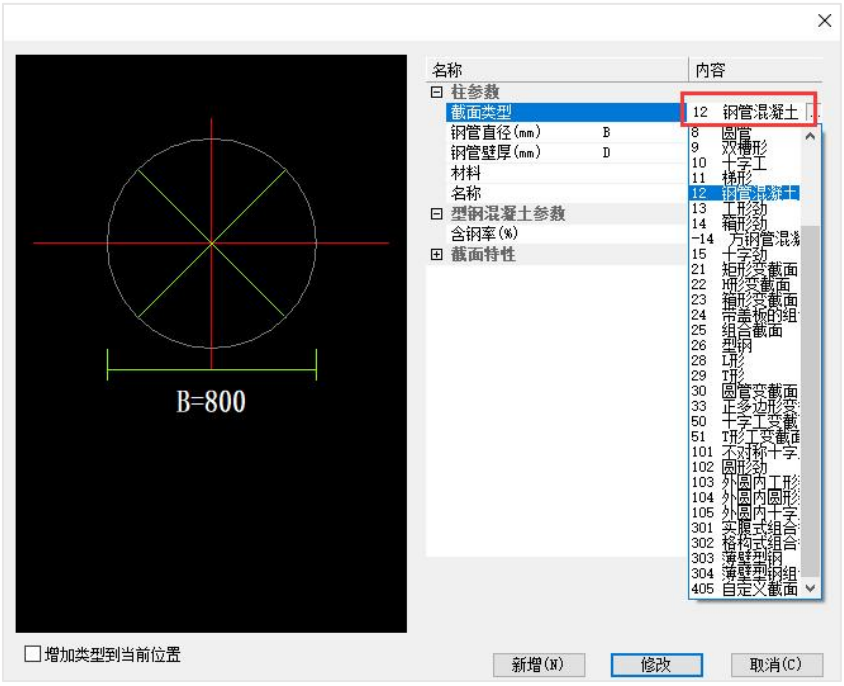
图四是采用 V7.0.0 版本，参数选择【单层工业厂房】、【1.5 倍地震作用】及勾选【执行门规 GB51022-2015】、【执行《钢结构设计标准》(GB50017-2017)】，但不勾选【按宽厚比等级控制局部稳定】时，定义和不定义【门式刚柱】的结果。当程序判断强度和稳定的承载力均满足 1.5 倍多遇地震作用下的要求时，普通钢柱（红框圈出）、门式钢柱（紫框圈出）的宽厚比、高厚比限值均执行《钢标》表 3.5.1 中 S2 级。同样，该限值与是否勾选参数【按宽厚比等级控制局部稳定】、【门刚构件按宽厚比等级控制局部稳定】无关。



图四

6. 修改了圆钢管的板件宽厚比限值

从 V3.1.0 版本开始，对圆钢管混凝土柱（建模中 12 号柱截面，见图五）中的圆钢管，程序执行广东《高层建筑混凝土结构技术规程》DBJ/T 15-92-2021（简称《广高规》2021）中第 12.4.1 条及表 12.4.1，依据公式 $135*235/f_y$ 得到圆钢管的径厚比限值，如图六所示。



图五

12.4.1 型钢混凝土构件中型钢板件（图12.4.1）的宽厚比不宜超过表12.4.1的规定。

表 12.4.1 型钢板件宽厚比限值

钢号	梁		柱			
			H、十、T 形		箱形钢管	圆钢管
	b/t_f	h_w/t_w	b/t_f	h_w/t_w	h_w/t_w	D/t_w
Q235	23	107	23	96	72	135
Q355	18	88	18	79	59	89
Q390	18	83	18	75	56	81

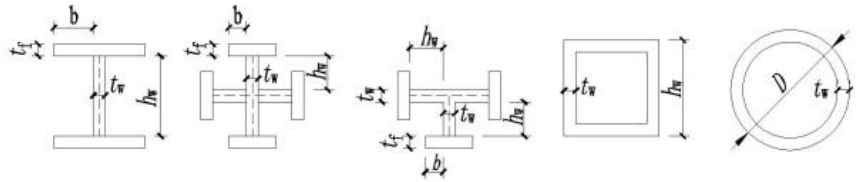


图 12.4.1 型钢板件宽厚比

图六

该限值的执行与前处理计算参数——【结构总体信息】页中【所在地区】的选择无关，也与【钢构件设计信息】页中选择的规范无关。

以下是程序自动处理的结果，见图七至图十：

```
N-C=6  (I=1000012, J=8)(12)Φ800*30
Cx=1.62 Cy=1.62 Lcx=3.30(m) Lcy=3.30(m) Nfc=2 Nfc_gz=2 Rcc=30.0 Rsc=235
圆钢管砼柱 C30 Q235
livec=1.000  jzx=1.306, jzy=1.038
η mu=1.000  η vu=1.300  η md=1.500  η vd=1.950
(0)Nu=    -163.7 Uc= 0.01
(1) 受压承载力验算 Mx=     228.4 My=    -200.3 N=    -462.3 R_F1=     0.079 < 1/γ=     1.000
(1) 受剪承载力验算 N=    -462.3 Vx=      63.6 Vy=      65.2 R_F3=     0.009 < 1/γ=     1.000
长径比：Rmd=6.7 Rmd_max=20.0
套箍指标：θ=2.41, θ_min=0.50, θ_max=2.50
径厚比：D/tw=26.67 < D/tw_max=135.00
```

钢号	
	圆钢管
	D/t_w
Q235	135
Q355	89
Q390	81

图七

```
N-C=6  (I=1000012, J=8)(12)Φ800*30
Cx=1.62 Cy=1.62 Lcx=3.30(m) Lcy=3.30(m) Nfc=2 Nfc_gz=2 Rcc=30.0 Rsc=345
圆钢管砼柱 C30 Q345
livec=1.000
η mu=1.000  η vu=1.200  η md=1.200  η vd=1.440
(3)Nu=    -164.8 Uc= 0.01
(1) 受压承载力验算 Mx=     229.6 My=    -254.6 N=    -477.6 R_F1=     0.071 < 1/γ=     1.000
(1) 受剪承载力验算 N=    -477.6 Vx=      98.4 Vy=      91.6 R_F3=     0.010 < 1/γ=     1.000
长径比：Rmd=6.7 Rmd_max=20.0
**套箍指标超限：θ=3.47 > θ_max=2.50                《高规》11.4.9-4
径厚比：D/tw=26.67 < D/tw_max=91.96    135*235/345=91.96
```

图八

```
N-C=4  (I=1000010, J=6)(12)Φ800*30
Cx=1.62 Cy=1.62 Lcx=3.30(m) Lcy=3.30(m) Nfc=2 Nfc_gz=2 Rcc=30.0 Rsc=355
圆钢管砼柱 C30 Q355
livec=1.000
ηmu=1.000  ηvu=1.200  ηmd=1.200  ηvd=1.440
(4)Nu=    -171.4 Uc= 0.01
(1) 受压承载力验算 Mx=      74.9 My=     227.7 N=    -275.1 R_F1=     0.052 < 1/γ=     1.000
(1) 受剪承载力验算 N=    -275.1 Vx=    -109.6 Vy=      36.9 R_F3=     0.008 < 1/γ=     1.000
长径比：Rmd=6.7 Rmd_max=20.0
**套箍指标超限：θ=3.47 > θ_max=2.50              《高规》11.4.9-4
径厚比：D/tw=26.67 < D/tw_max=89.37    135*235/355=89.37
```

图九

```
N-C=5  (I=1000011, J=7)(12)Φ800*30
Cx=1.62 Cy=1.63 Lcx=3.30(m) Lcy=3.30(m) Nfc=2 Nfc_gz=2 Rcc=30.0 Rsc=390
圆钢管砼柱 C30 Q390
livec=1.000
ηmu=1.000  ηvu=1.200  ηmd=1.200  ηvd=1.440
(3)Nu=    -177.9 Uc= 0.01
(1) 受压承载力验算 Mx=    -242.4 My=    -321.7 N=    -522.1 R_F1=     0.078 < 1/γ=     1.000
(1) 受剪承载力验算 N=    -522.1 Vx=     115.3 Vy=    -111.9 R_F3=     0.010 < 1/γ=     1.000
长径比：Rmd=6.7 Rmd_max=20.0
**套箍指标超限：θ=3.89 > θ_max=2.50              《高规》11.4.9-4
径厚比：D/tw=26.67 < D/tw_max=81.35    135*235/390=81.35
```

图十

7. 支持上海抗标执行 9.1-（Ⅲ）构造措施限值要求

从 V6.0.0 版本开始，当前处理计算参数——【结构总体信息】页中将【所在地区】选择为【上海抗规 DG/TT08-9-2023】时，程序自动执行上海《建筑抗震设计标准》DG/TJ 08-9-2023（简称《上海抗标》）第 9.1-（Ⅲ）构造措施要求控制钢构件宽厚比、高厚比限值，见图十一至图十三。

9.1.26 柱的板件宽厚比不应超过下列数值：

翼缘外伸部分：$12\sqrt{235/f_{ay}}$

两腹板间翼缘：$38\sqrt{235/f_{ay}}$

腹板：$48\sqrt{235/f_{ay}}$

9.1.27 梁的板件宽厚比不应超过下列值：

翼缘外伸部分：$10\sqrt{235/f_{ay}}$

两腹板间翼缘：$32\sqrt{235/f_{ay}}$

字形或箱形截面腹板：$[80-110N_b/Af]\sqrt{235/f_{ay}} \le 70$

图十一

9.1.32 中心支撑受压杆件的宽厚比不应超过下列数值：

翼缘外伸部分：$10\sqrt{235/f_{ay}}$

工字形截面腹板：$27\sqrt{235/f_{ay}}$

箱形截面腹板：$25\sqrt{235/f_{ay}}$

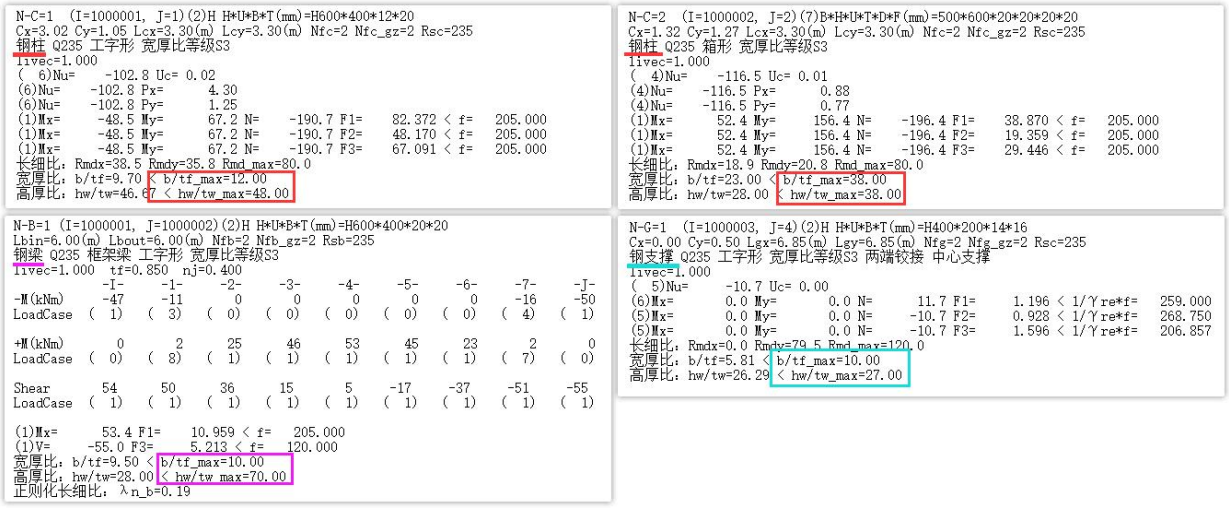
图十二

9.1.35 偏心支撑框架的支撑杆件的长细比不应大于$120\sqrt{235/f_{ay}}$，支撑杆件的板件宽厚比不应超过现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 规定的轴心受压构件在弹性设计时的宽厚比限值。

图十三

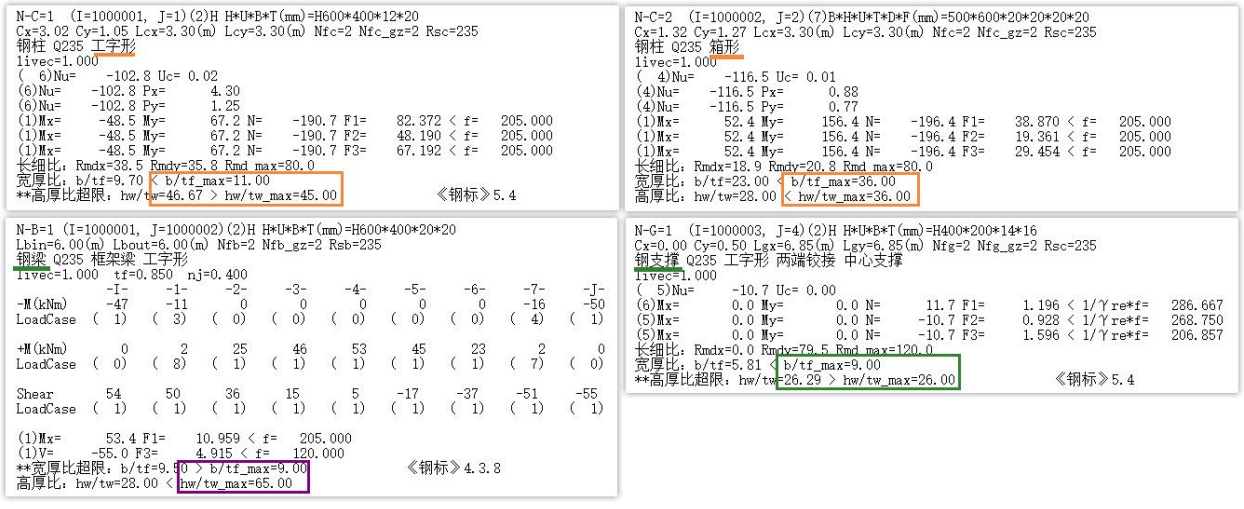
以下是程序自动处理的结果：

1) 选择【上海抗规 DG/TT08-9-2023】时，【钢构件设计信息】需要勾选【执行《钢结构设计标准》(GB50017-2017)】。此时无论是否同时勾选【按宽厚比等级控制局部稳定】、【执行《高钢规》JGJ99-2015】或【长细比、宽厚比执行《抗规》GB50011-2016】，宽厚比、高厚比限值均执行《上海抗标》。



图十四

2) 选择【上海抗规 DG/TT08-9-2023】时，若【钢构件设计信息】任何规范都不选，或者仅勾选【长细比、宽厚比执行《抗规》GB50011-2016】，又或者仅勾选【执行《高钢规》JGJ99-2015】时，宽厚比、高厚比限值均执行《抗标》，此时《上海抗标》、《高钢规》均不起作用。



图十五

通过上述改进，YJK 软件在钢构件宽厚比设计中实现了从建模前端的直观校验，到设计阶段的灵活规范适配，再到特殊构件的交互式控制，能够系统性解决因规范冲突导致的反复修改难题，从而提升工程师的工作效率。

第 18 节 原料车间三维门刚设计案例 [工程案例]

姚印峰（永忠工程管理（集团）有限公司）

在一线结构设计工作中，我们接触的门式刚架厂房项目日趋复杂。早期厂房工况简单，依靠二维门式刚架软件即可完成设计；但随着工程规模、建筑造型及工艺条件复杂化，仅靠传统二维单榀分析，难以把握整体结构空间受力，推动我们逐步向三维整体建模转型。在这一转变过程中，我们真切感受到盈建科门刚模块迭代带来的使用优势：原有二维工具处理常规厂房高效便捷，而针对复杂项目，盈建科推出的三维门式刚架系统，可建立完整实体模型，准确还原构件空间关系，有效提升复杂门刚工程的设计精度。

实际工程中我们经常遇到这样的痛点：方案阶段习惯用二维快速跑方案，深化阶段又需要搭建三维整体模型，两套模型互相独立，反复建模、核对数据耗费大量时间，还容易出现数据不一致的人为差错。盈建科二维、三维门式刚架双向数据互转功能，很好解决了这个现实难题。我们可以根据项目不同设计阶段灵活选用：前期方案阶段用二维快速定方案，进入深化设计后直接切换三维做整体精细化建模，模型数据双向传递，省去重复建模，保障数据传递准确完整。

本项目开展前期，我们主动咨询了盈建科内蒙古本地技术服务团队，拿到 V8.1 版本升级资料，了解到版本内多项新增实用功能，像刚架沿 Y 轴偏移、风荷载读取逻辑优化等，正好适配本车间的复杂建模需求。

本文就结合我们实际完成的饲料原料车间项目，分享使用盈建科三维门式刚架软件 V8.1 版本完成全流程设计的实际应用体会。

一、 工程项目概况

本单体为生产饲料的原料车间，单层钢结构厂房，檐口高度为 12.00m，长约 74m，跨度约 24m，柱距详见平面图(图 1)。

抗震设防烈度 8 度 0.2g，设计地震分组第一组，Ⅲ类场地，场地特征周期 0.45s，设防类别丙类，抗震等级四级，地面粗糙度类别 B 类。基本风压为：0.55kN/m²，基本雪压为：0.30kN/m²，恒载：0.73 kN/m²，活载：0.50 kN/m²。

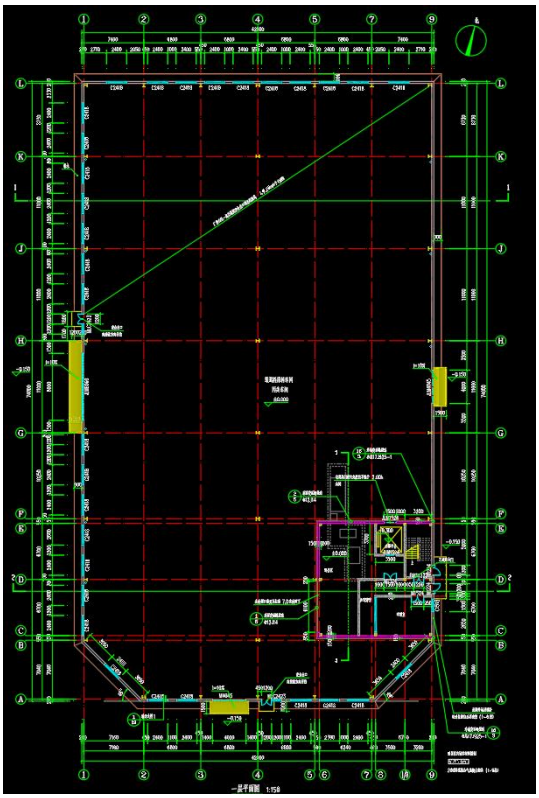


图 1（厂房一层平面布置图）

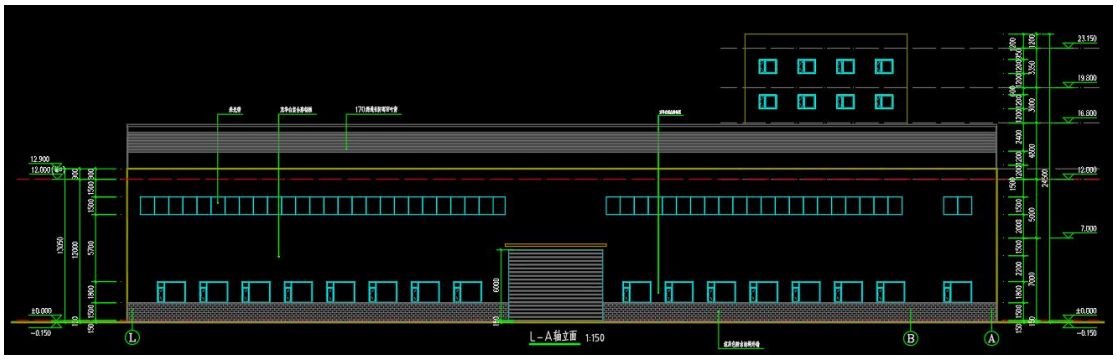


图 2（厂房西立面图）

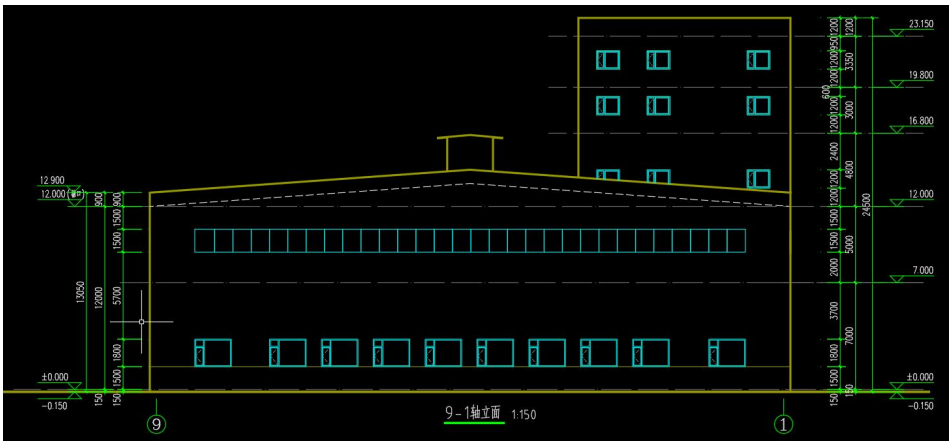


图 3（厂房北立面图）

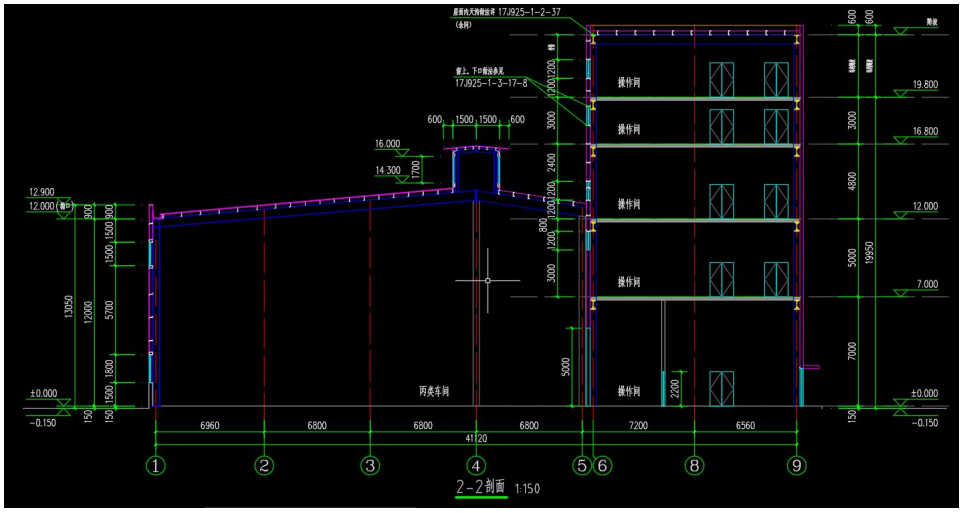


图 4（厂房剖面图）

厂房局部设置设备房（图 5 中区域 1），采用钢筋混凝土框架结构，该部分与钢厂房主体设置结构分缝，混凝土框架部分在盈建科主体结构模块完成设计工作。

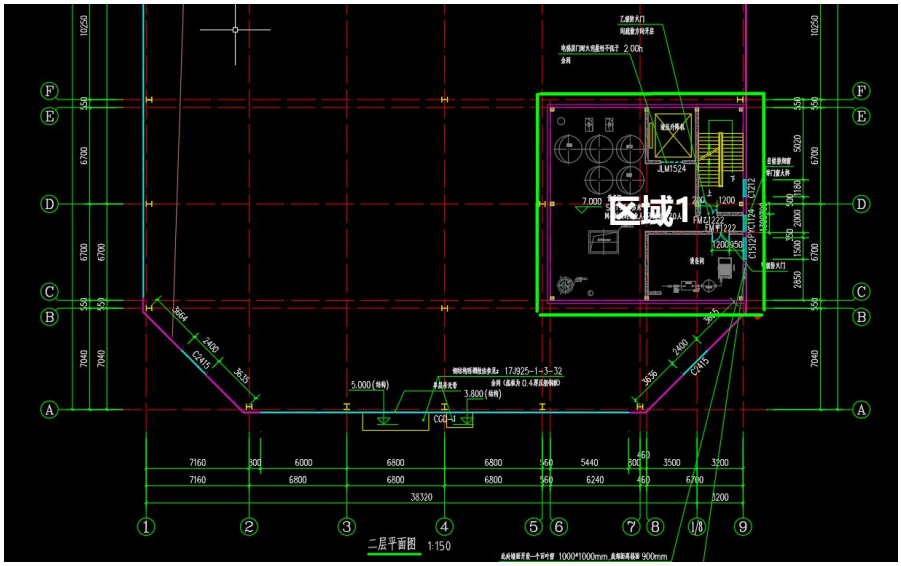


图 5

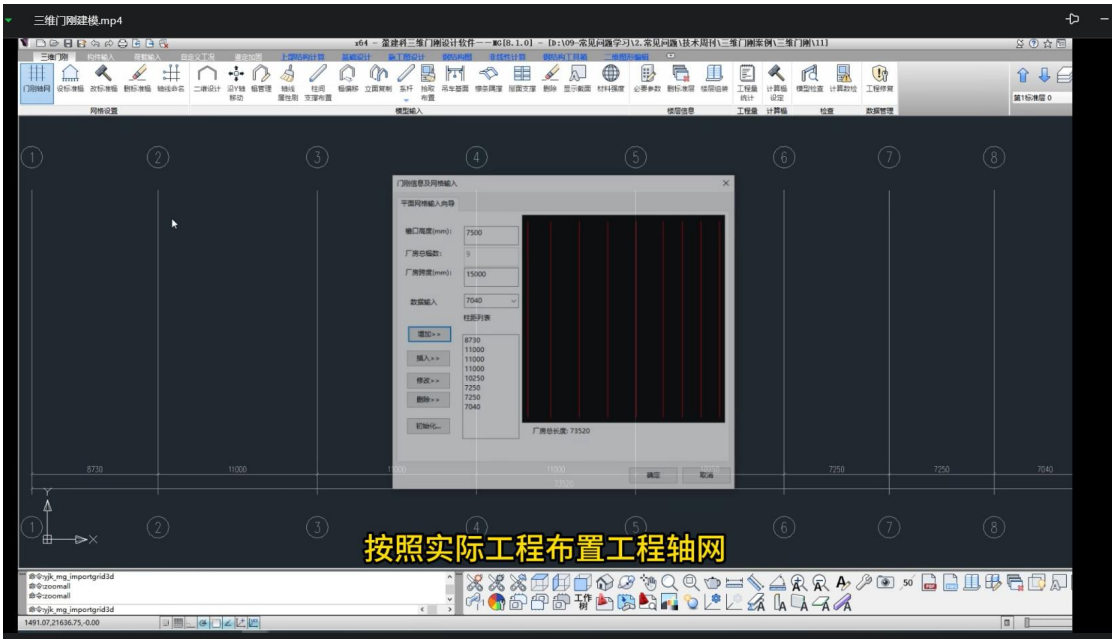
二、 三维门刚建模流程

得益于二维门刚与三维门刚的数据互通能力，本项目我们直接在三维门刚模块开展工作，二维、三维模式可以按需互相切换（图 6 软件启动界面）。如果只是做方案比选或者单榀初步验算，也可以直接进入二维门刚模块完成单榀刚架计算。



图 6（软件启动界面）

1） 进入三维门刚，完成工程轴网定义，根据柱距和工程情况设置标准榀的名称，点击二维设计对标准榀进行二维建模和设计，二维设计完成后，可以点击返回三维模型，即可将二维模型数据转换生成三维整体模型，详下面三维门刚建模操作视频。



三维门刚建模操作视频

由于 GJ-7 受建筑功能要求，相较其余榀进行了缩进，点击沿 Y 轴移动选择 GJ-7 输入移动的距离（向上为正、向下为负），本项目需要向上移动 7160mm，完成构件位置调整。

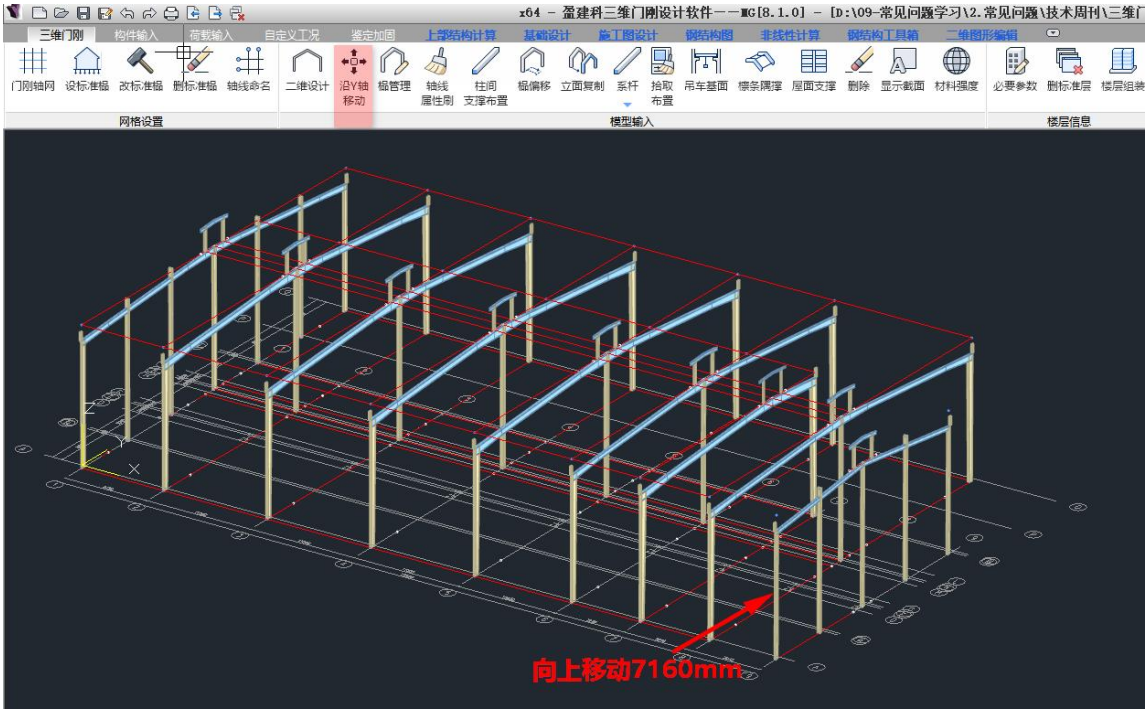


图 7（GJ- 7 刚架 Y 向偏移操作）

移动后的模型如图 8：

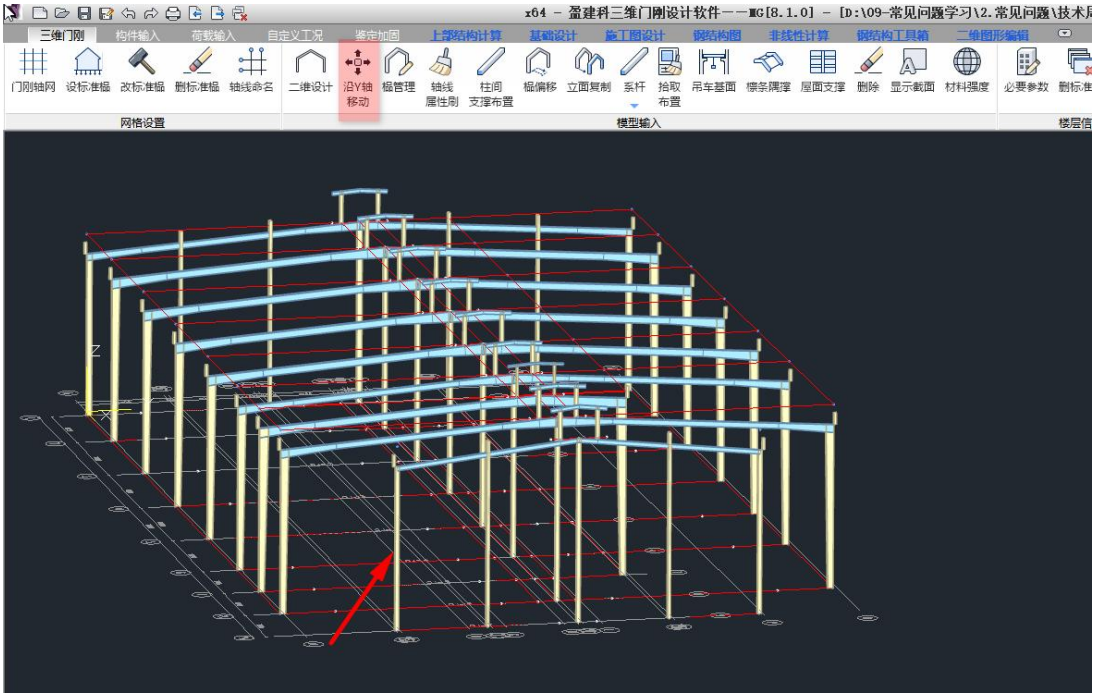


图 8（偏移完成后整体三维模型）

2）布置系杆

软件支持两种便捷的系杆布置方式：三维视图下，直接点选两端柱构件，比如图 9 中①和②快速生成两柱之间全部系杆；也可切换至平面视图，点选对应节点比如图 10 中③和④完成系杆批量布置，操作灵活高效。

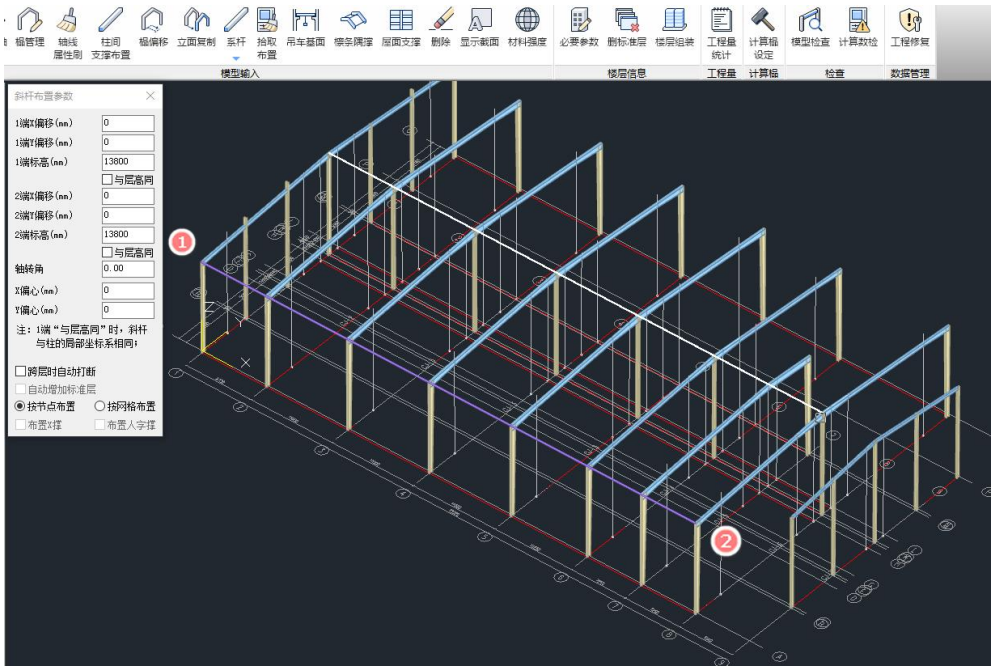


图 9（三维视图布置系杆）

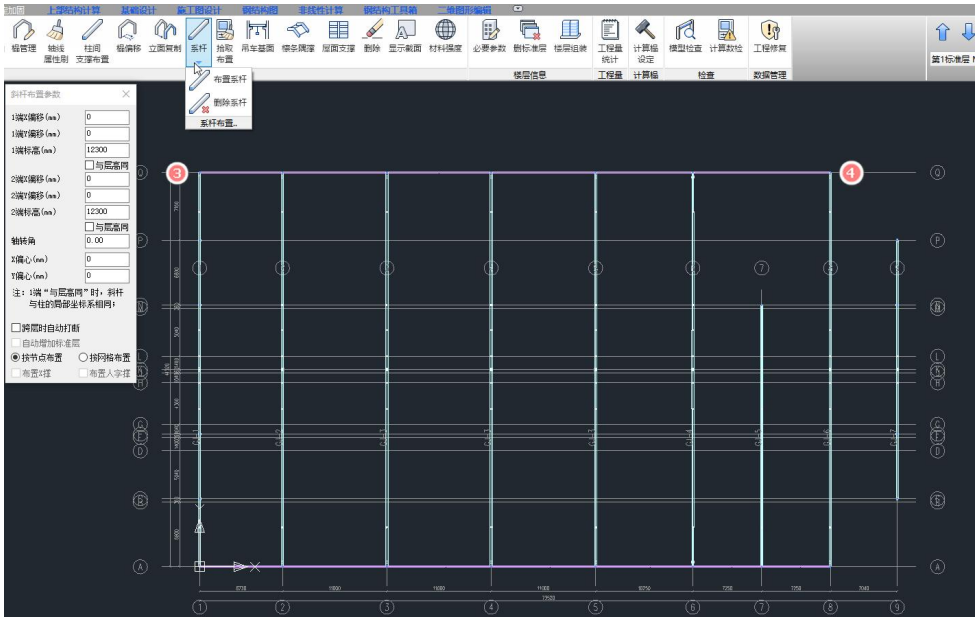
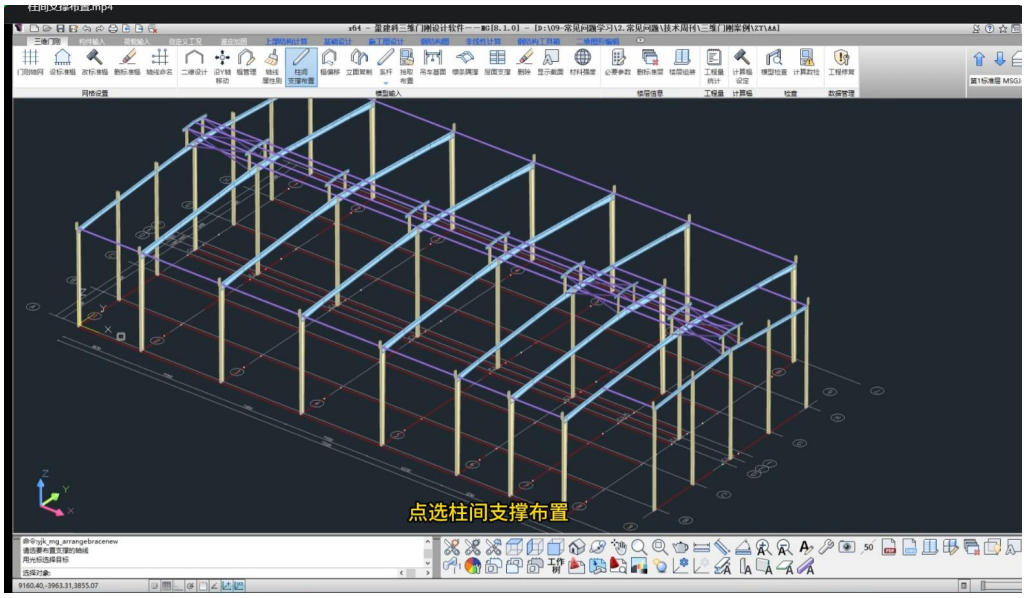


图 10（平面视图布置系杆）

3） 布置柱间支撑

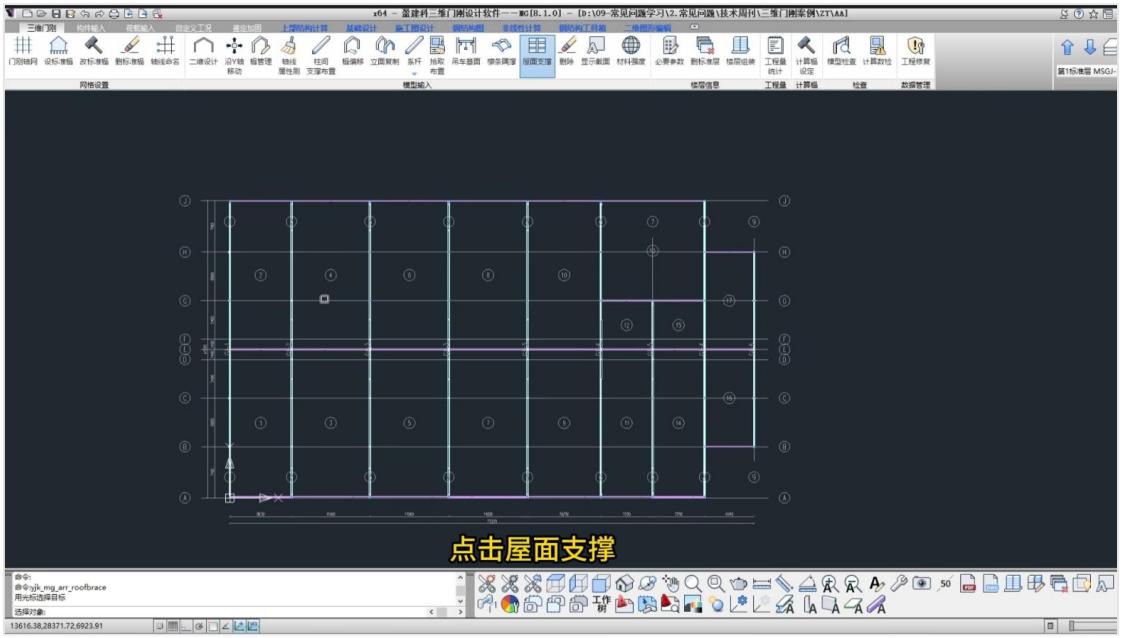
点击柱间支撑布置命令，选取目标轴线，框选需要布置支撑的房间号，在弹出对话框内选定支撑形式、录入相关设计参数，即可完成柱间支撑创建。重复操作完成其余轴线支撑布置，编辑完成后右键返回整体模型。具体操作详见下面柱间支撑布置视频。



柱间支撑布置操作视频

4） 布置屋面支撑

点击屋面支撑，框选屋面形成的房间号，支持多选相同房间批量设置参数，在弹出屋面支撑的对话框里，进行屋面支撑参数的详细设置，其余屋面支撑布置采用同样的操作逻辑。



屋面支撑布置操作视频

5） 设置材料强度

可在建模阶段预先指定各构件材料强度，后续直接开展结构计算。

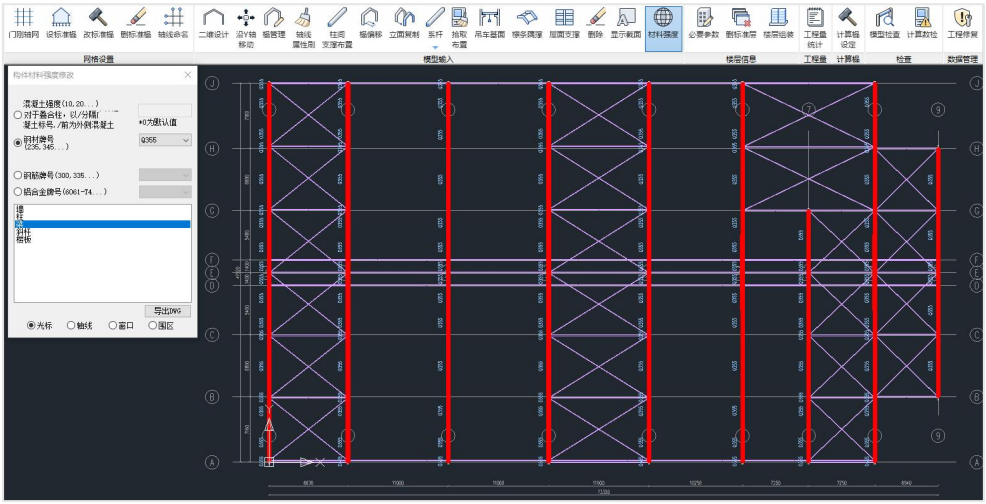


图 11（构件材料强度设置界面）

以上步骤完成厂房整体三维模型搭建（图 12）。

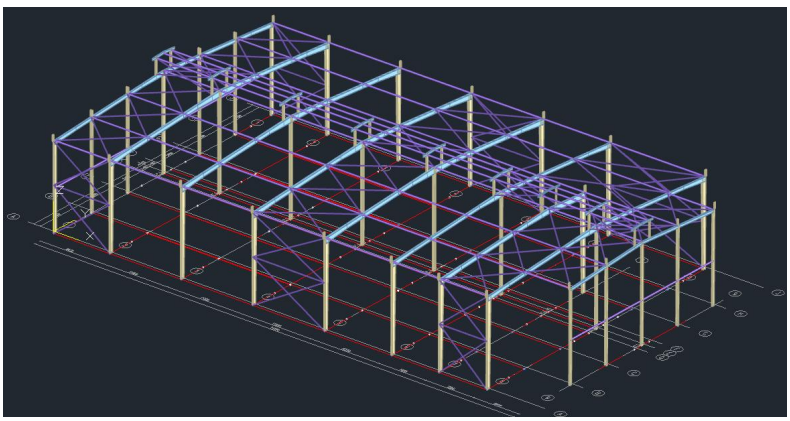


图 12（完整厂房三维整体模型）

实际设计过程中，我们常会在三维门刚中修改梁、柱截面尺寸后，如需同步更新二维门刚模型数据，可点击【二维设计】进入二维模块，执行【模型转换】命令，即可将三维修改后的构件截面回写到二维模型，极大方便双向校对工作。

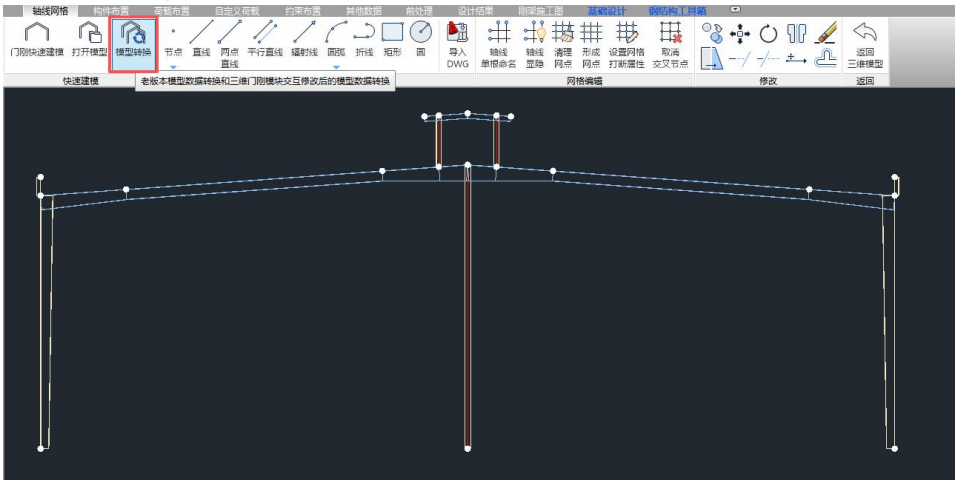


图 13（二维界面模型转换功能）

另外，软件自带的榀管理工具，包含定义榀、编辑榀、榀偏移、立面复制等实用功能，便于处理多榀差异化刚架项目，设计师可结合项目自行探索使用。

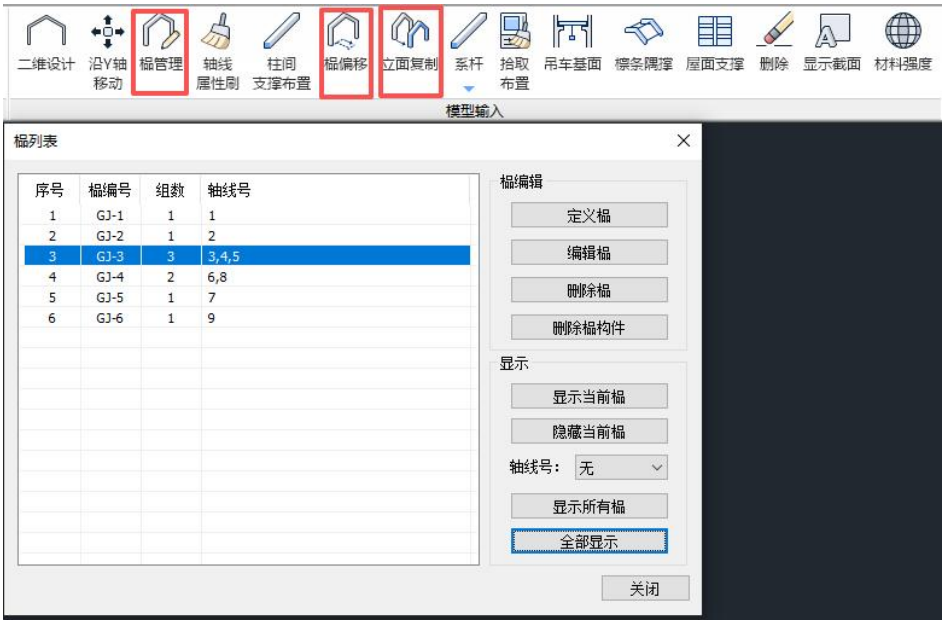


图 14（榀管理操作面板）

三、 三维门刚计算流程

关于三维门刚计算参数配置、特殊梁/柱/支撑定义、门刚风荷载生成逻辑、柱计算长度系数等细节设置，可查阅盈建科官网微课堂钢结构专题课程《二维三维数据深度互通门刚全流程高效设计》，课程内有完整详细讲解，本文不再展开赘述。



图 15（盈建科微课堂课程界面）

V8.1 版本风荷载读取机制的优化，也是我们从本地技术服务获取到的重要更新点，解决了我们之前比较关心的一个问题：三维门刚读取二维横向风数据，这样做是为了三维门刚横向风荷载能跟二维风荷载保持一致，避免了误差。但是三维的纵向风荷载还是会自动生成，并且现在所有的荷载工况都可以在计算简图中轴侧简图查看，直观查看各杆件对应荷载。

另外提一点，三维门刚能读取二维门刚中的恒载工况、活载和雪荷载互斥的不利工况，以及门刚风荷载的横向风荷载。

15.2 三维门刚风荷载读取二维横向风数据

V8.1 当二维门刚布置了横向风荷载，三维门刚自动读取二维门刚中横向风数据。当二维门刚没有布置风荷载时，三维门刚横向风仍然按三维门刚原有的自动生成计算。三维门刚纵向风荷载仍然按原来三维门刚自动生成计算。

图 16（V8.1 版本升版说明）

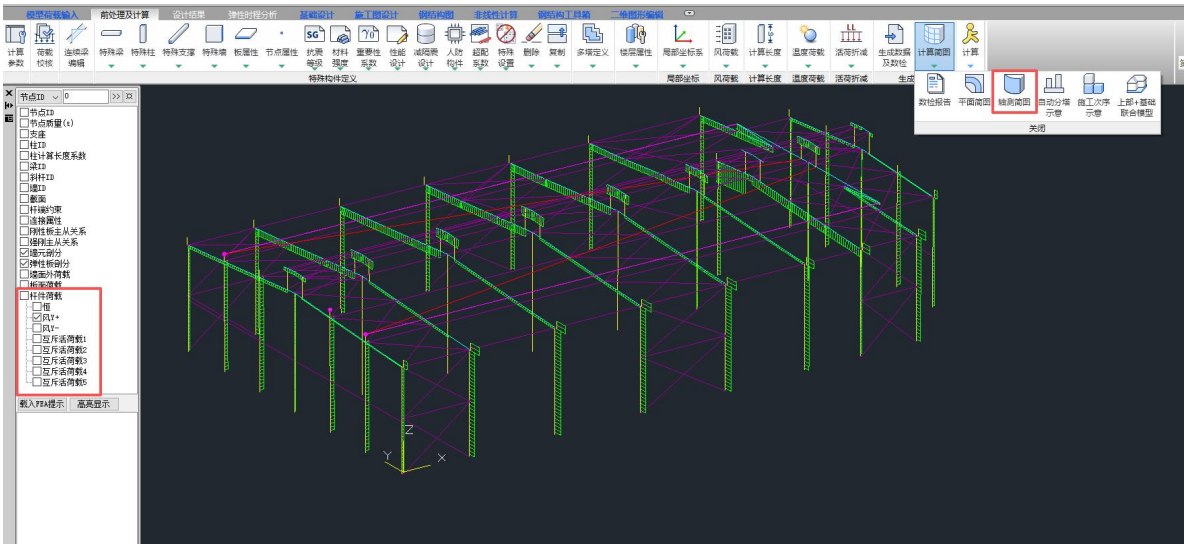


图 17（轴测简图-查看荷载工况）

计算完成后便可查看门刚的三维计算结果包括三维内力、三维应力比、周期等结果信息。

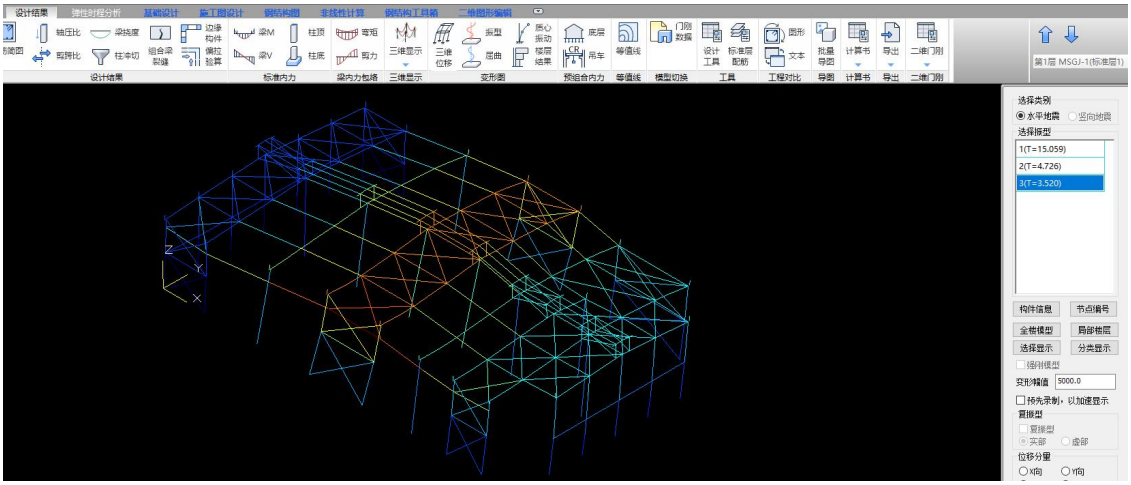


图 18（三维结果查看界面）

四、 三维门刚施工图流程

三维门刚计算通过以后，就可以进入钢结构施工图进行节点验算和钢结构施工图的生成。

图 19 为进行节点设计完成后的三维门刚节点造型，左侧任务栏显示各类型节点验算状态，红色叉号代表此类型节点没有计算通过，可以通过右击三维节点查看计算书，找到不通过的部分进行调整，钢结构节点计算书分为 TXT 简化版本和 Word 详细版，计算条文全部依据现行规范、设计手册编制，计算过程清晰透明（详图 20）。

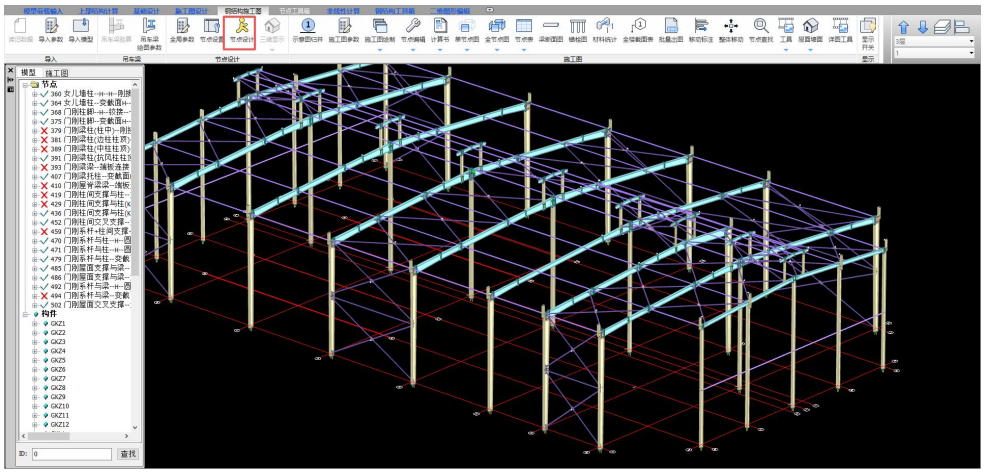


图 19（三维节点及验算结果面板）

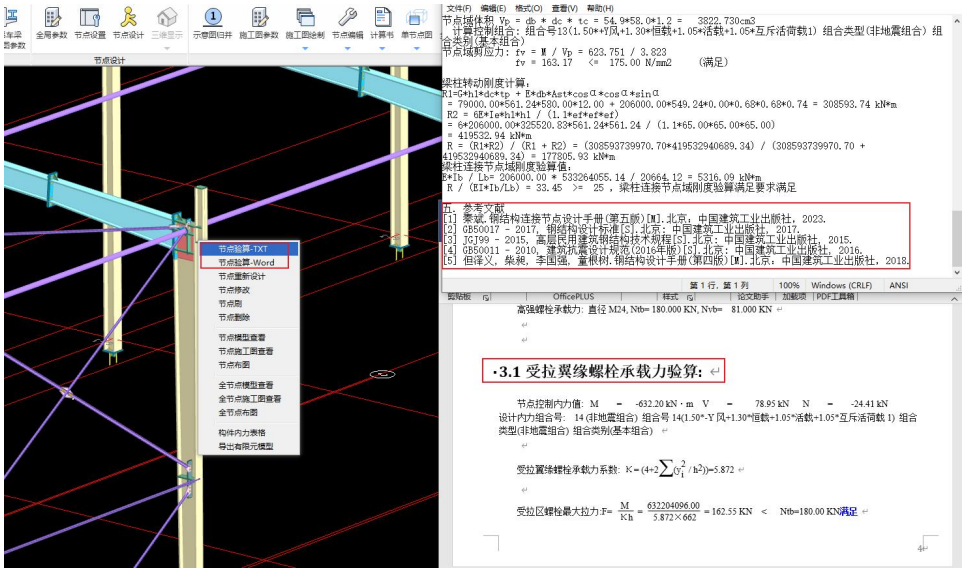


图 20（节点计算书界面）

全部节点验算通过后，点击施工图绘制，程序自动输出成套施工图纸，包含各层平面布置图、每一榀刚架剖面图、各类节点详图，同时输出完整材料统计表。

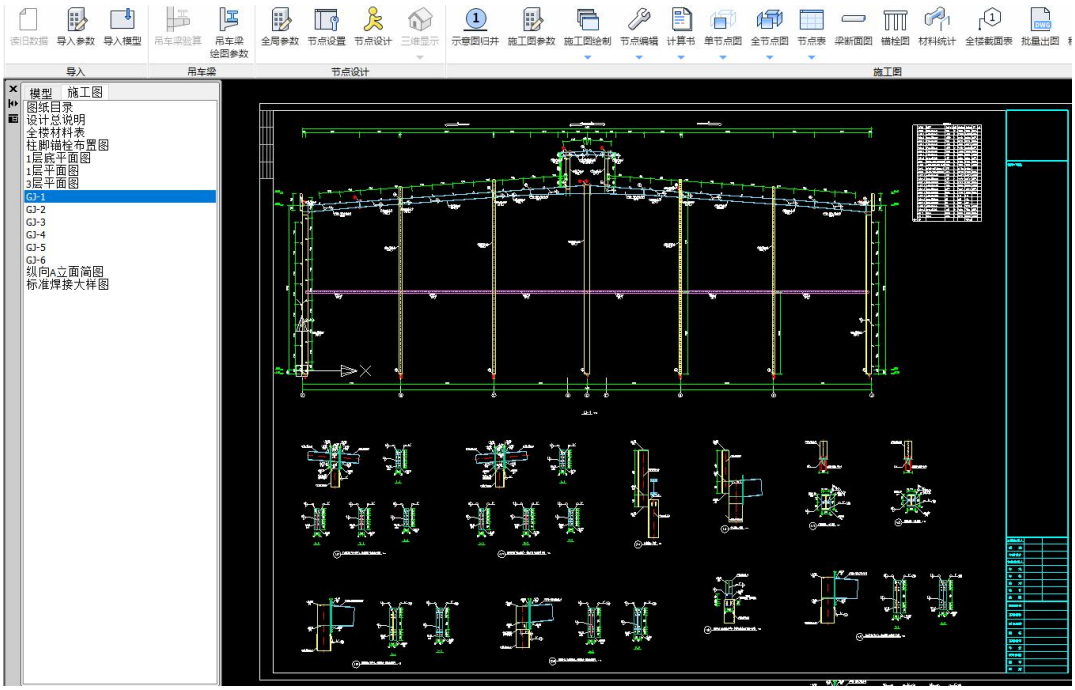


图 21（生成的门式刚架施工图纸）

至此，这个原料车间项目，从三维建模、结构计算再到施工图出图，整套门式刚架设计就全部完成了。项目里碰到不规则平面刚架、数据协同这类棘手问题，靠着 V8.1 版本的新功能都顺利解决。期间遇到拿不准的版本和功能问题，盈建科内蒙古本地的技术团队也给了我们及时的帮助。

通过这个项目也能体会到，软件工具还是要真正贴合现场工程实际，才能帮设计师减轻工作量。希望这次的实际项目分享，能给同行带来一点参考，也欢迎大家一起交流探讨。

第 19 节 真实案例 | 摩擦摆隔震设计必看！YJK 与 ETABS 计算差异全解析

近年来，随着国内对工程结构抗震性能要求的不断提升，减隔震设计技术在实际工程中得到了广泛的应用与蓬勃的发展。在此背景下，市场上涌现出多款可用于减隔震分析与设计的软件工具。其中，YJK 与 ETABS 作为两款主流的分析软件，凭借其强大的计算核心与清晰的逻辑流程，在大量的实际工程项目中积累了丰富的实操经验，其分析结果的可靠性及设计效率得到了业界的广泛认可。

那么问题来了——如果将同一个摩擦摆隔震结构，分别用 YJK 和 ETABS 做一遍反应谱分析、时程计算，再看看它们算出来的结果，到底会不会有差别？差别又有多大呢？

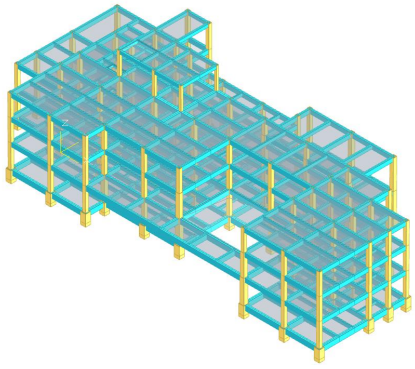
本文选取了一个实际工程案例，把这两款软件在相同条件下的计算结果详细对比一下，看看它们在这些关键分析环节到底表现得怎么样。

1. 工程概况

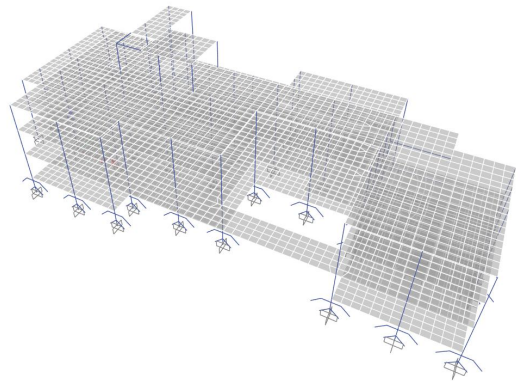
对比项目为某地区的幼儿园，地上 5 层，无地下室，为框架结构。首层为隔震层，下肢墩高 500mm，隔震层结构计算高度为 1.5m，2 层层高为 4.2m，3 层为 3.9m，四层为 3.8m，顶层为 4.0m，结构计算总高度为 17.9m。

结构抗震设防烈度为 8 度 0.2g，设计地震分组为第三组，场地类别 II 类，结构类型采用钢筋混凝土框架结构。本工程采用了 51 个摩擦摆隔震支座，共 3 种型号。结构计算模型如**错误!未找到引用源。**所示，隔震支座布置如**错误!未找到引用源。**所示。

模型在 YJK 中完成建模和计算后，通过 YJK 软件自带的 YJK-ETABS 接口程序可实现一键转换为 ETABS 模型。此接口程序不仅能转换力学基本模型，还能把设计相关的参数、设置等一并转换，基本做到转换完成后可以直接在 ETABS 中进行计算。但要注意，隔震支座的参数需要用户自定义输入模型中。转换参数定义如图 1-3 所示，其中梁、柱单元采用空间杆系单元模拟，楼板在 YJK 中采用全楼弹性板 6 模拟，在 ETABS 中采用 Shell-Thin 模拟。



(a) YJK 模型



(b) ETABS 模型

图 1-1 结构计算模型

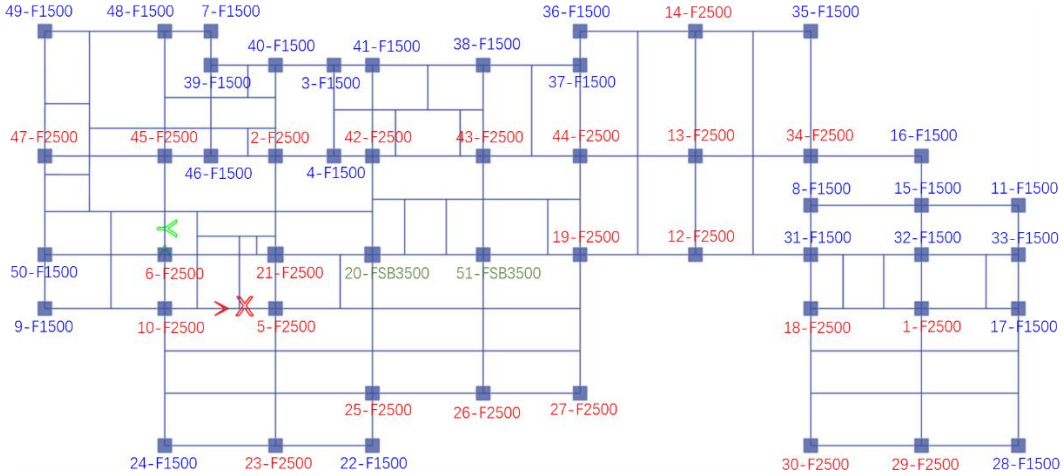


图 1-2 隔震层阻尼器平面布置图



图 1-3 YJK-ETABS 模型转换程序与参数定义

摩擦摆隔震支座参数如**错误!未找到引用源。**所示，以 FSB3500 为例，在 YJK 和 ETABS 中的隔震支座的属性参数定义见图 1-4 和图 1-5。其中，在 ETABS 中采用 Friction Isolator 单元模拟摩擦摆隔震支座，在 YJK 中用户直接选择摩擦摆隔震支座连接单元进行参数定义。

摩擦摆隔震支座计算参数表　　表 1-1

支座型号	竖向抗压刚度 kN/m	水平等效刚度 kN/m	滑动前刚度 kN/m	慢摩擦系数	快摩擦系数	摩擦系数变化参数 s/m	摩擦面曲率半径/m	支座滑动极限位移/mm
F1500	1.00E+06	717	12000	0.01	0.02	20	3.6	350
F2500	1.67E+06	1194	20000	0.01	0.02	20	3.6	350
FSB3500	2.33E+06	1672	28000	0.01	0.02	50	3.6	350

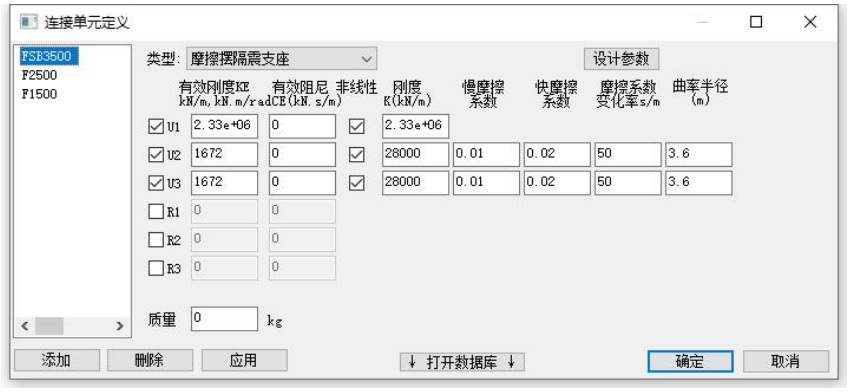
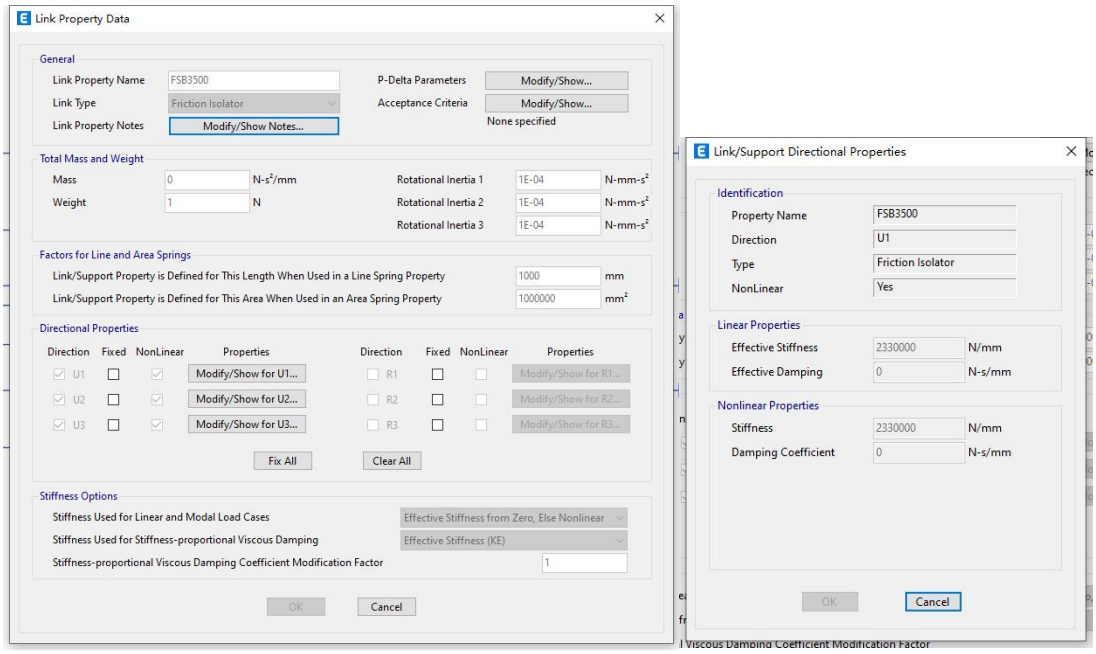


图 1-4　FSB3500 隔震支座在 YJK 中的参数定义



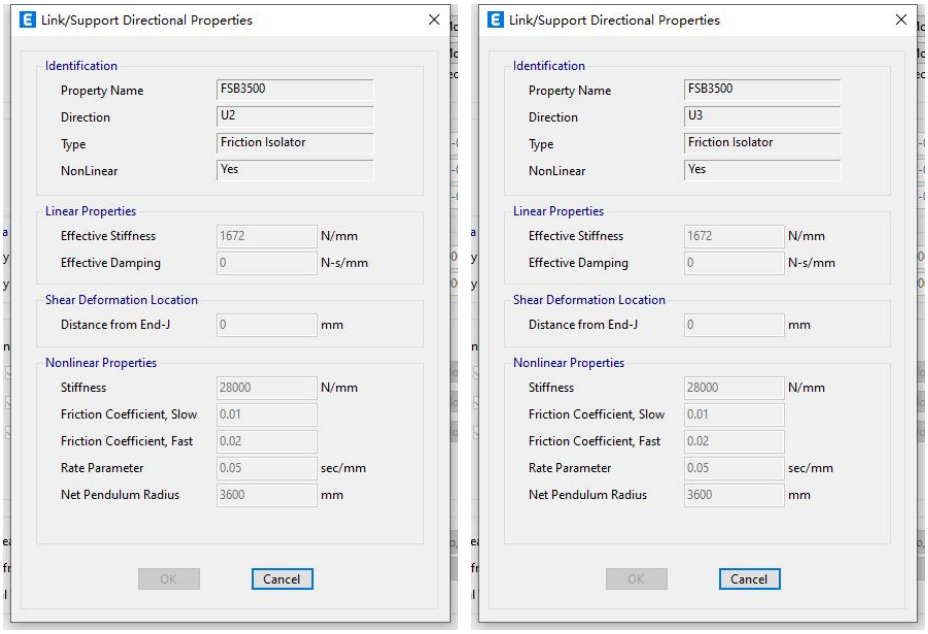


图 1-5　FSB3500 隔震支座在 ETABS 中的参数定义

2. 反应谱结果对比

根据 GB/T 51408-2021《建筑隔震设计标准》，首先对非隔震模型进行中震下的反应谱计算，非隔震模型为隔震层下支墩与基础固接，上支墩底与下支墩顶的连接为铰接。分别对 YJK 与 ETABS 两款软件计算得到的结构质量、周期、楼层剪力进行对比，对比结果如下**错误!未找到引用源。**～**错误!未找到引用源。**所示，反应谱楼层剪力曲线对比图如**错误!未找到引用源。**所示。表中误差的算法为：|YJK − ETABS|/YJK × 100%。

结构模型质量对比　　表 2-1

YJK（Ton）	ETABS（Ton）	误差（%）
6782.6	6762.2	0.30

结构模型周期对比（非隔震模型）　　表 2-2

阶数	YJK（s）	ETABS（s）	误差（%）
1	0.687	0.687	0.04
2	0.674	0.670	0.61
3	0.588	0.581	1.12
4	0.316	0.312	1.17
5	0.296	0.292	1.18
6	0.240	0.234	2.66

反应谱结构模型楼层剪力对比（非隔震模型）　　表 2-3

层号	YJK（kN）		ETABS（kN）		误差（%）	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向
STORY6	1211	1414	1199	1436	1.0	1.5
STORY5	7879	8099	6516	7231	17.3	10.7
STORY4	13874	14146	13879	14240	0.0	0.7
STORY3	17501	17640	17583	17864	0.5	1.3
STROY2	18576	18668	18720	18924	0.8	1.4
STORY1	18577	18669	18722	18926	0.8	1.4

注：阻尼比取 5%的楼层剪力结果

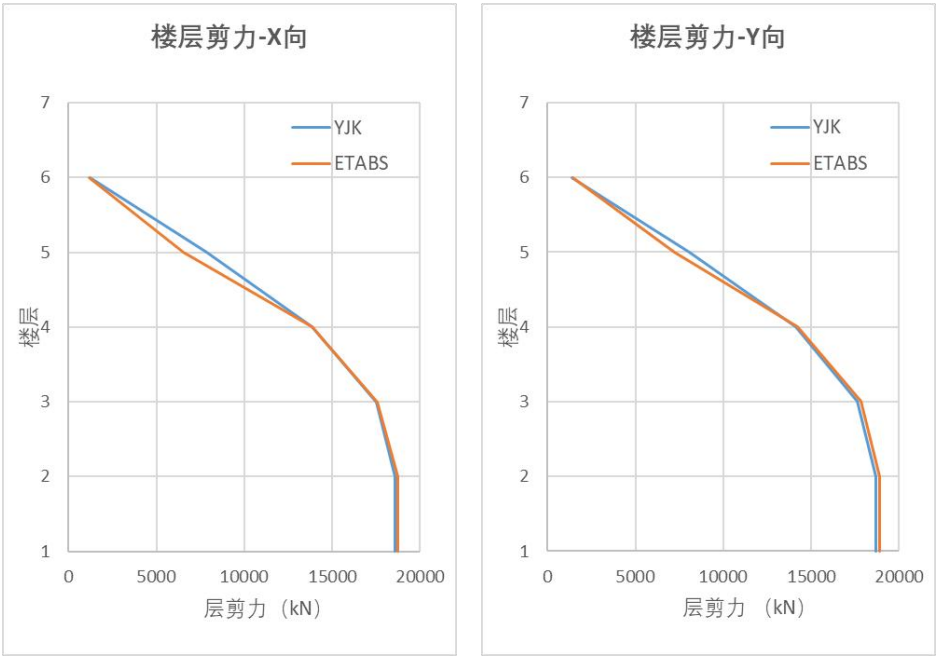


图 2-1　反应谱楼层剪力曲线对比图（非隔震模型）

通过上述对比结果可知，YJK 与 ETABS 的非隔震模型，二者的周期、结构质量误差均在 5%以内。从反应谱下楼层剪力对比表 2-3 可看出，除第 5 层之外，其余楼层的层剪力误差均在 5%以内，两款软件计算结果非常接近。由于结构在第 4~5 层之间存在局部错层楼板，两款软件对于错层位置剪力的统计方式不同，才导致了第 5 层层剪力存在较大的偏差。基于以上对比，可以认为两款软件的非隔震模型计算结果正确，能真实反映结构的基本特性。

在此基础上，将 ETABS 的非隔震模型在隔震层上支墩的柱底与下支墩之间定义隔震支座连接单元，如图 2-2 所示。随后对 ETABS 布置了隔震支座单元的隔震模型进行中震反应谱计算，并与 YJK 隔震模型进行对比。由于 ETABS 仅支持强制解耦的振型分解反应谱（CQC）计算方法，对于带有非线性连接单元的模型存在计算误差，因此仅对 YJK 与 ETABS 软件计算得到的周期进行对比，周期统一采用 Ritz 向量法进行计算，对比结果如**错误!未找到引用源。**所示。表中误差的算法为：$|YJK - ETABS|/YJK \times 100\%$。

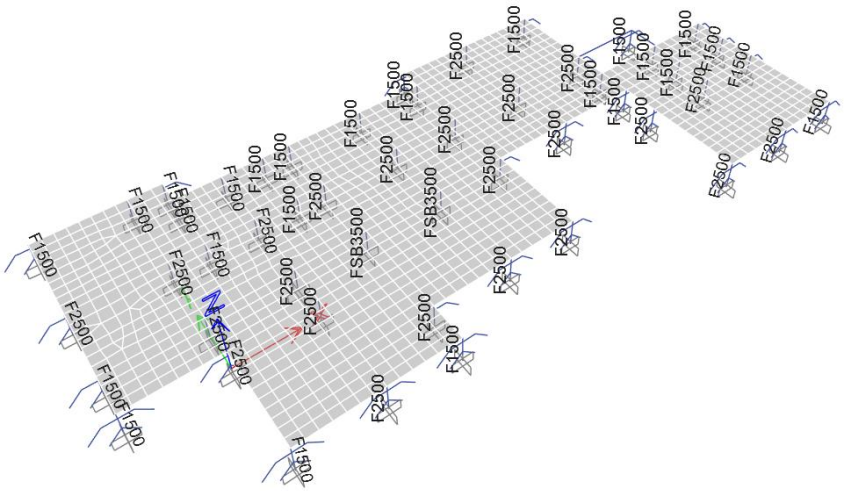


图 2-2　ETABS 模型布置隔震支座单元

结构模型周期对比（隔震模型）　　表 2-4

阶数	YJK（s）	ETABS（s）	误差（%）
1	2.400	2.429	1.2
2	2.389	2.413	1.0
3	2.288	2.299	0.5
4	0.432	0.434	0.4
5	0.414	0.418	1.1
6	0.363	0.366	0.9

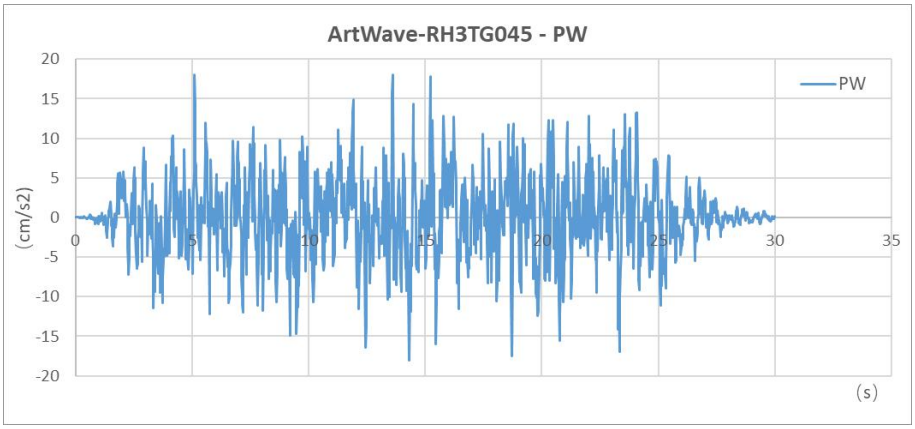
通过上面的对比可以看出，采用 YJK 的 YJK-ETABS 接口程序转换的 ETABS 模型，无论是非隔震还是隔震模型，在周期和质量上都和 YJK 模型十分吻合。二者的非隔震模型的反应谱地震响应也基本一致，整体计算结果误差在 5%以内。这个结果给接下来的时程分析对比打了个好底子——变量控制了，基准统一了，后面再对比时程下的表现，才具有参考价值。

3. 罕遇地震时程计算结果对比

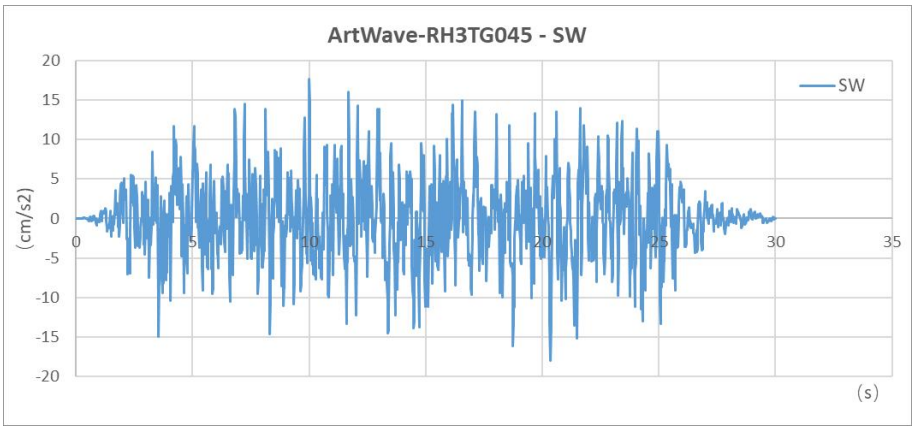
关于地震波的选择及原理此处不再进行详细介绍，此处根据规范要求选取三组地震波（两组天然波，一组人工波）进行罕遇地震下的弹性时程分析。

本案例主要为了对比两款软件的计算结果，因此仅选取其中一组人工地震波（ArtWave-RH3TG045）弹性时程计算结果进行分析，对比两款软件时程计算结果中的楼层剪力、层位移角、隔震支座位移与反力等结果。人工波时程曲线如图 3-1 所示。

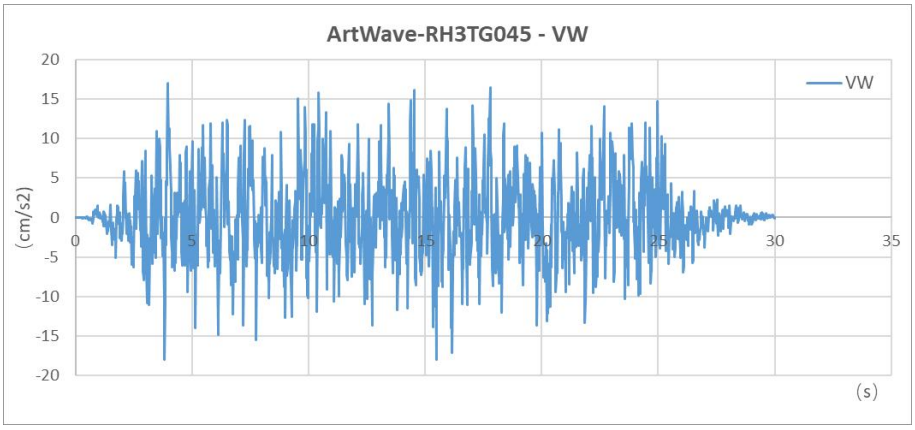
选取的工况组合参考了《建筑隔震设计标准》GB/T 51408-2021 中的 6.2.1 条，采用 1.0 恒载+0.5 活载+1.0 罕遇水平地震+0.4 罕遇竖向地震的荷载组合，其中水平地震为双向地震作用。YJK 与 ETABS 均采用 Newmark 直接积分法，瑞利阻尼。



(a) 地震动时程曲线（主方向）



(b) 地震动时程曲线（次方向）



(c) 地震动时程曲线（竖方向）

图 3-1　地震动时程曲线

（1）时程工况下楼层剪力结果对比

将上述选取的人工波分别导入 YJK 隔震模型和 ETABS 隔震模型进行弹性时程分析，两款软件得到的楼层剪力如**错误!未找到引用源。**所示，时程工况楼层剪力曲线对比如**错误!未找到引用源。**所示。表中误差的算法为：|YJK − ETABS|/YJK × 100%。

时程工况下结构模型楼层剪力对比　　表 3-1

层号	YJK（kN）		ETABS（kN）		误差（%）	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向
STORY6	383	352	334	366	12.6	3.9
STORY5	2170	2072	1625	1790	25.1	13.6
STORY4	4073	3850	3843	3623	5.7	5.9
STORY3	5776	5356	5497	5291	4.8	1.2
STROY2	7841	7876	7767	7776	1.0	1.3
STORY1	7755	7817	7863	7882	1.4	0.8

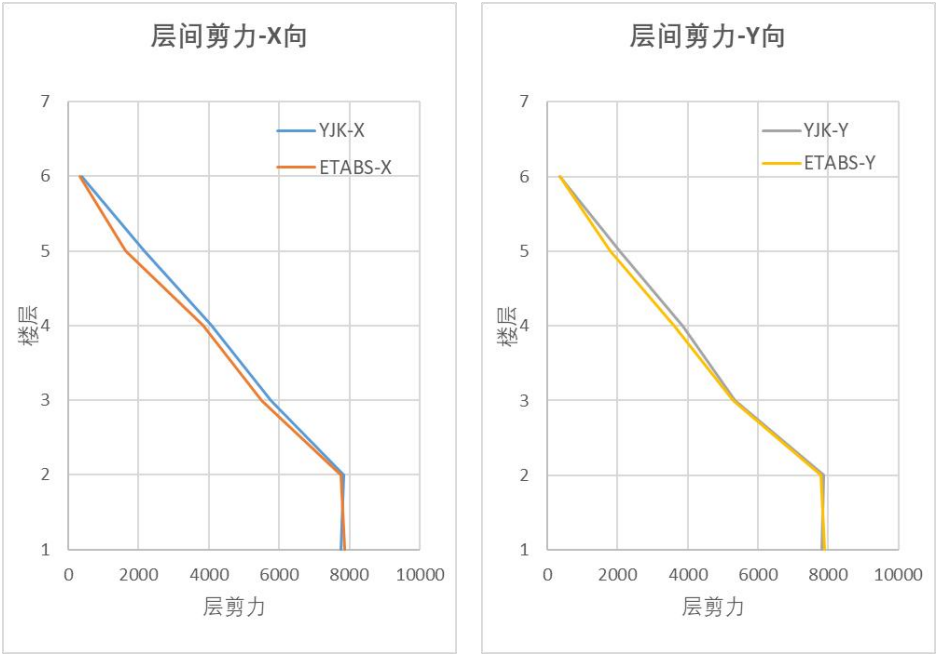


图 3-2　时程工况楼层剪力曲线对比图

通过计算结果数据可知，YJK 与 ETABS 时程工况下楼层剪力基本接近。

（2）时程工况下层位移角对比

两款软件得到的楼层位移角如**错误!未找到引用源。**所示，时程工况楼层位移角曲线对比如**错误!未找到引用源。**所示。表中误差的算法为：|YJK − ETABS|/YJK × 100%。

时程工况下结构模型楼层位移角对比　　表 3-2

层号	YJK（kN）		ETABS（kN）		误差（%）	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向
STORY6	0.0019	0.0022	0.0018	0.0023	2.6	6.1
STORY5	0.0012	0.0013	0.0011	0.0013	8.4	2.2
STORY4	0.0017	0.0017	0.0016	0.0017	6.4	0.5
STORY3	0.0020	0.0019	0.0018	0.0018	9.7	1.8
STROY2	0.0024	0.0026	0.0023	0.0026	3.2	0.2
STORY1	0.0001	0.0001	0.0000	0.0000	0.0	0.0

层号	YJK（kN）		ETABS（kN）		误差（%）	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向
STORY6	0.0019	0.0022	0.0018	0.0023	2.6	6.1
STORY5	0.0012	0.0013	0.0011	0.0013	8.4	2.2
STORY4	0.0017	0.0017	0.0016	0.0017	6.4	0.5
STORY3	0.0020	0.0019	0.0018	0.0018	9.7	1.8
STROY2	0.0024	0.0026	0.0023	0.0026	3.2	0.2
STORY1	0.0001	0.0001	0.0000	0.0000	0.0	0.0

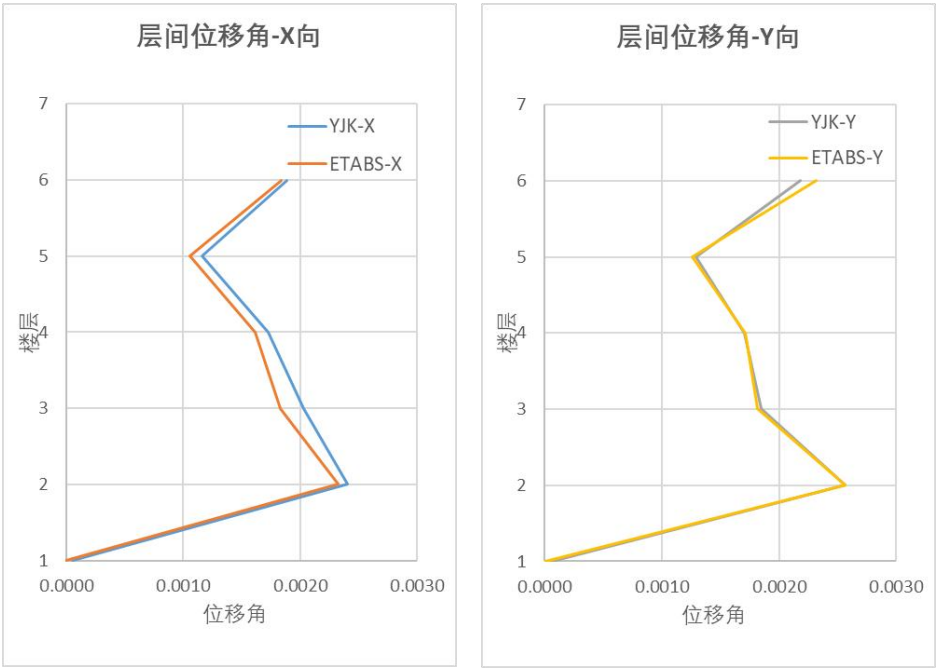


图 3-3　时程工况楼层位移角曲线对比图

通过计算结果数据可知，YJK 与 ETABS 时程工况下楼层位移角基本接近。YJK 在 X 向层间位移角略大于 ETABS，幅值不超过 10%。

（3）时程工况下隔震支座滞回曲线对比

选取其中三个典型位置的不同型号摩擦摆隔震支座，如图 3-4 所示，分别输出在以 X 向为主方向的地震动时程下，YJK 与 ETABS 中隔震支座的力-位移滞回曲线，如图 3-5 所示。

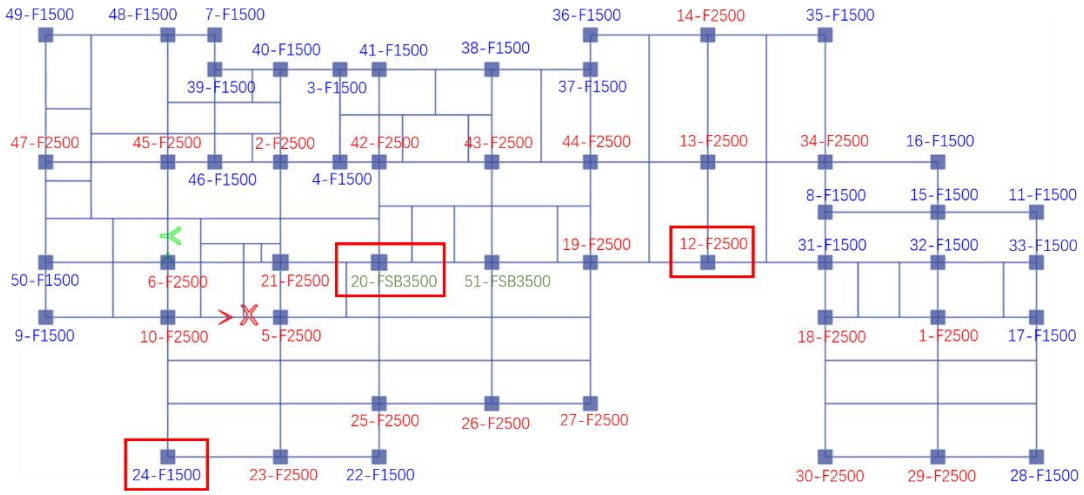
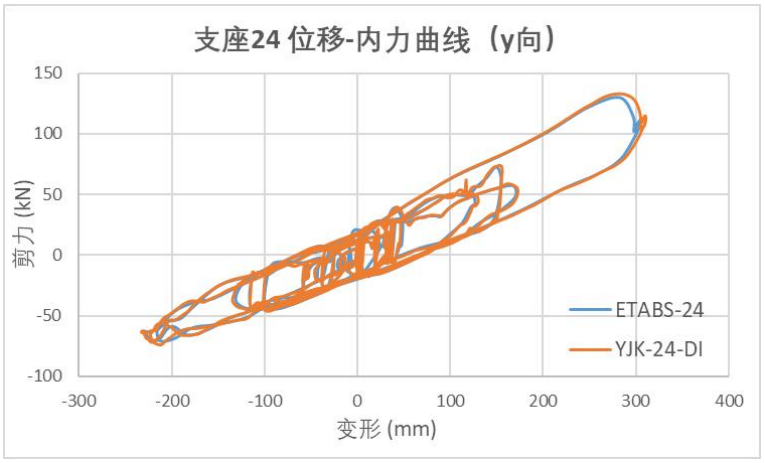
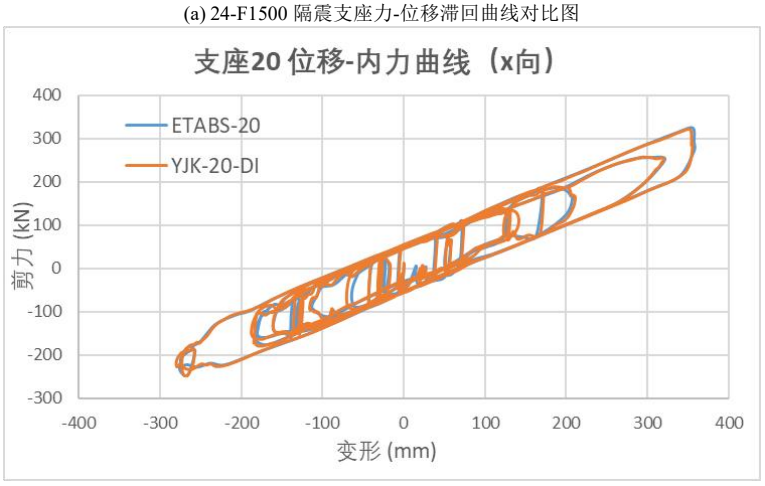


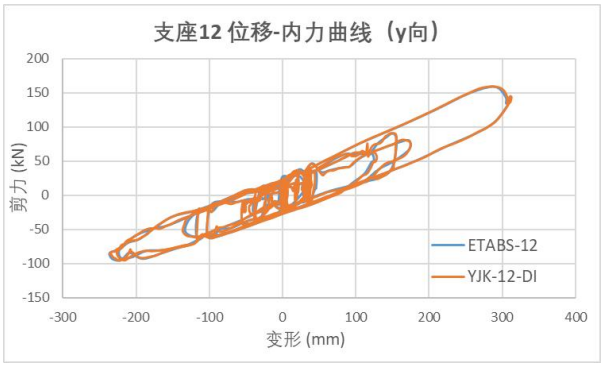
图 3-4　选取的隔震支座示意图



(a) 24-F1500 隔震支座力-位移滞回曲线对比图



(b) 20-FSB3500 隔震支座力-位移滞回曲线对比图



(c) 12-F2500 隔震支座力-位移滞回曲线对比图

图 3-5　隔震支座力-位移滞回曲线对比图

从滞回曲线对比结果来看，YJK 与 ETABS 的隔震支座力-位移滞回曲线高度重合，二者对摩擦摆隔震支座的模拟情况基本保持一致。

（4）时程工况下隔震支座最大水平位移对比

整理 51 个隔震支座 x 向、y 向的最大水平位移结果误差对比，如图 3-6 所示，图中误差的算法为：|YJK − ETABS|/YJK × 100%。表 3-3 列举了前 20 个隔震支座的具体最大水平位移值。

对比可见 YJK 与 ETABS 的隔震支座最大水平位移误差控制在 2%以内，二者计算结果基本保持一致。



图 3-6　隔震支座最大水平位移误差统计图

时程工况下隔震支座最大水平位移对比　　表 3-3

隔震支座编号	U3/X 向最大水平位移(mm)		误差(%)	U2/Y 向最大水平位移(mm)		误差(%)
	ETABS	YJK		ETABS	YJK	
1	358	355	0.6	314	312	0.6
2	358	357	0.5	306	310	1.2
3	358	357	0.3	307	310	1.0
4	358	357	0.4	307	310	1.0
5	357	355	0.6	306	309	1.2
6	357	355	0.5	306	311	1.6
7	358	357	0.3	305	310	1.4
8	358	356	0.4	314	313	0.3
9	359	357	0.6	304	310	1.9
10	358	356	0.6	304	309	1.6
11	358	356	0.5	316	314	0.9

12	358	356	0.5	312	312	0.0
13	358	357	0.5	312	312	0.0
14	358	357	0.4	310	310	0.0
15	358	357	0.5	315	314	0.6
16	358	356	0.4	315	313	0.6
17	357	354	0.6	316	313	0.9
18	358	355	0.7	313	312	0.2
19	358	356	0.5	310	311	0.3
20	357	355	0.6	307	310	0.9

（5）时程工况下隔震支座最大最小压力对比

整理 51 个隔震支座竖向的最大和最小压力值结果误差对比，如图 3-7 所示，图中误差的算法为：|YJK – ETABS|/YJK × 100%。表 3-4 列举了前 20 个隔震支座的具体最大压力、最小压力值。

对比可见 YJK 与 ETABS 的隔震支座竖向最大压力值误差均控制在 5%以内，最小压力值由于基数较小，误差存在一定离散性，但基本控制在 10%以内。整体计算结果基本保持一致。



图 3-7　隔震支座最大、最小压力误差统计图

时程工况下隔震支座竖向最大、最小压力值对比　　表 3-4

隔震支座编号	最大压力(kN)		误差(%)	最小压力(kN)		误差(%)
	ETABS	YJK		ETABS	YJK	
1	-2283	-2266	0.7	-1899	-1889	0.6
2	-1788	-1749	2.2	-1424	-1367	4.1
3	-1006	-1016	1.0	-553	-538	2.7
4	-1341	-1333	0.5	-894	-850	5.1
5	-2190	-2192	0.1	-1785	-1764	1.2
6	-1643	-1651	0.5	-1340	-1333	0.6
7	-703	-707	0.5	0	0	0.0
8	-1050	-1050	0.0	-820	-808	1.5
9	-964	-975	1.1	-226	-237	4.4
10	-2033	-2054	1.0	-1514	-1516	0.1
11	-973	-966	0.8	-24	-36	1.1
12	-1668	-1678	0.6	-1299	-1301	0.1
13	-2242	-2224	0.8	-2158	-2140	0.9
14	-1589	-1596	0.4	-1339	-1330	0.7
15	-1030	-1031	0.1	-1004	-1005	0.1
16	-1072	-1087	1.4	-175	-188	6.5

17	-1428	-1445	1.2	-1077	-1080	0.2
18	-1845	-1861	0.9	-1266	-1275	0.7
19	-1963	-1966	0.2	-1811	-1800	0.6
20	-2898	-2910	0.4	-2720	-2716	0.1

4. 总结

综合以上各小节的对比结果可知，在直接积分法弹性时程分析中，YJK 与 ETABS 两款软件在摩擦摆隔震结构的各项关键响应指标上均表现出高度的一致性：

楼层剪力与位移角方面，二者时程工况下的计算结果基本接近，其中 YJK 的 X 向层间位移角虽略大于 ETABS，但幅值控制在 10%以内；

摩擦摆隔震支座的力-位移滞回曲线高度重合，表明两款软件对摩擦摆隔震支座的模拟情况基本一致；

隔震支座最大水平位移误差控制在 2%以内，竖向最大压力值误差也基本在 5%以内，最小压力值虽因基数较小导致相对误差略有离散，但整体误差仍在 10%以内，计算结果保持稳定。

综上，YJK 与 ETABS 在摩擦摆隔震结构的弹性时程分析中，计算结果吻合良好，差异处于工程可接受范围内，充分验证了 YJK 在该类复杂减隔震结构分析中的准确性与可靠性。

作为国内自主研发的主流结构分析与设计软件，YJK 不仅在隔震结构计算对比中展现了与国外成熟软件相当的求解精度，还深度适配我国的隔震设计规范和设计习惯，采用多模型计算机制，可快速完成隔震支座的初步选型和布置，控制各项规范指标，并支持一键输出隔震分析报告，能够帮助工程师在保证计算精度的前提下，显著提升复杂项目的整体设计效率。对于日益普及的隔震结构设计，YJK 无疑是一款兼具专业深度与工程适用性的优选工具。

第 20 节 盈建科软件做减震结构设计流程全解析

刘佳丽　洛阳理工学院 教师

减震设计不是"建个模型、加个阻尼器、算一遍"就完事。无控模型怎么建？减震目标怎么定？反应谱和弹性时程谁先谁后？大震弹塑性什么时候做？不少工程师第一次接触减震项目，最容易乱的就是流程。近期协助朋友做一个幼儿园减震项目，从而对减震设计和软件实现产生兴趣，也借此机会分享自己的学习和研究所得。本文按设计顺序梳理各步骤的操作要点与盈建科软件实现方式，帮助大家建立完整的流程认知。

一、流程总览

减震结构的设计可以概括为一条主线：先建无控模型摸清底细，再定减震方案和减震目标，然后建立有控模型，通过反应谱和弹性时程反复校核，最终完成大震弹塑性分析和施工图。对于"两区八类"建筑，需要做小震+中震+大震的完整包络；非"两区八类"建筑则只需小震+大震。

下面对每个步骤进行分解：

1、第一步：建立无控模型并试算

根据建筑方案确定结构形式，输入荷载，先建立不布置阻尼器的无控原始模型，进行小震和中震性能设计反应谱计算。这一步的目的是暴露问题：层间位移角是否超限、构件配筋是否超筋、节点核心区是否抗剪不足。只有先看清"病情"，才能决定用什么"药"。

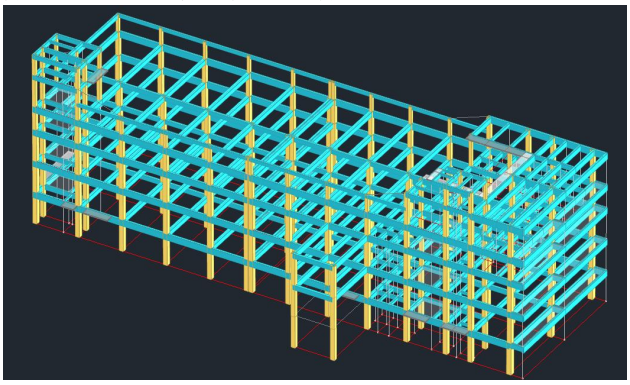


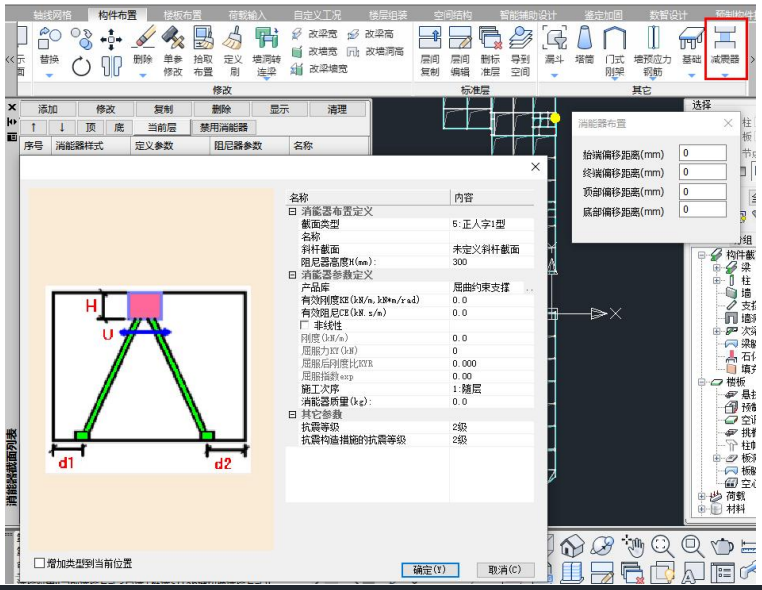
图 1 无阻尼器的无控模型

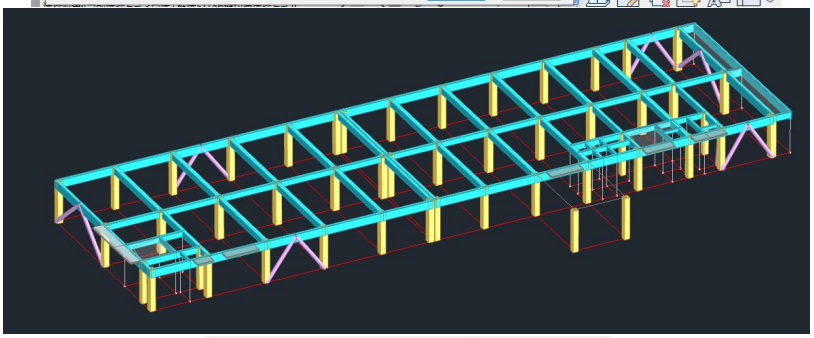
2、第二步：确定减震方案与减震目标

根据无控模型的计算结果判断采用位移型还是速度型减震方案。速度型阻尼器一般不提供刚度、只提供附加阻尼比，减震目标通常体现为中震下阻尼器能提供的附加阻尼比值，例如预设 3%，则总阻尼比按 5%+3%=8%填写到无控模型中重新试算，直到整体指标和构件设计满足规范要求。此时的模型称为无控目标模型，所确定的附加阻尼比即为减震目标。

3、第三步：建立有控模型

选定阻尼器规格型号、确定参数后布置到结构中，形成有控模型。盈建科支持手动建模和减震器成组建模两种方式，墙板式、梁式、隔震层阻尼器、人字形等 12 种形式均可快速布置。成组建模时可直接在产品库中选择屈曲约束支撑、阻尼器麦克斯韦、塑性单元 WEN 等参数并交互修改。







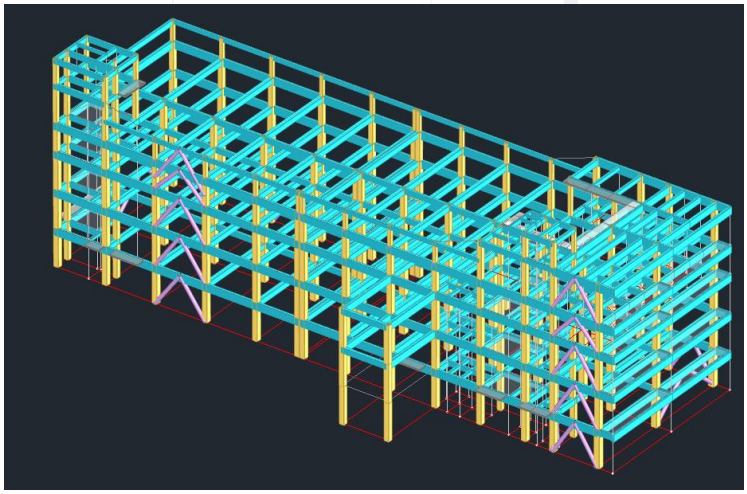


图 2 减震器成组建模方式

4、第四步：反应谱计算

有控模型先按减震目标进行小震+中震+大震反应谱计算，这是后续时程计算的前置过程。对于速度型阻尼器，可在减震性能包络设计参数页中直接修改中震阻尼比，将附加阻尼比与主体结构阻尼比叠加后填入；对于位移型阻尼器，小震下有效刚度取初始弹性刚度、有效阻尼填 0，中震下则需通过"反应谱迭代确定"或"自动采用弹性时程计算结果"来确定等效刚度。

注意，大震反应谱计算是可选步骤，当采用弹塑性时程进行子结构大震设计时，一般可不做大震反应谱计算。



图 3 减震性能包络对话框

5、第五步：弹性时程分析

弹性时程分析是确定附加阻尼比的关键环节。盈建科提供振型叠加法（FNA）和直接积分法（Newmark）两种方法。对于速度型阻尼器推荐采用直接积分法，因为它能精确求解每一时间步阻尼器的相对速度和位移，规避反应谱算法用于速度型阻尼器时的速度估算误差，并给出阻尼器滞回曲线和累计耗能时程曲线。

计算完成后，通过后处理中的"附加阻尼比"菜单查看结果。工程上常采用 7 条波分别进行两个方向共 14 个工况的时程计算，X 向取 7 条波 0 度工况的平均值，Y 向取 7 条波 90 度工况的平均值，最后取两者的较小值作为最终附加阻尼比。



图 4 弹性时程功能菜单

6、第六步：按新总阻尼比重新计算

将弹性时程算出的附加阻尼比与主体结构阻尼比叠加，得到新的总阻尼比，替换到小震、中震、大震模型中重新进行反应谱计算。软件给出小震+中震包络设计结果和减震子结构的大震设计结果，

调整整体指标和构件设计直至满足规范要求。

7、第七步：大震弹塑性时程分析

进入弹塑性模块进行大震弹塑性时程分析，验算大震下的层间位移角、位移比等指标，查看阻尼器耗能情况和内力滞回信息，并得到减震子结构构件的大震弹塑性设计结果。在弹塑性模块中指定子结构构件的正、斜截面性能为弹性、不屈服或极限承载力，计算完成后在后处理性能设计中查看配筋，当配筋大于反应谱施工图配筋时以红色显示。

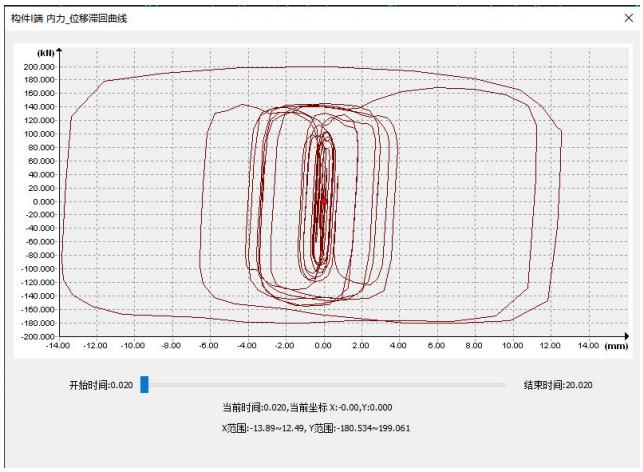


图 5 某阻尼器内力滞回曲线

二、小结

减震结构设计流程的核心逻辑是"先无控、后有控，先反应谱、后时程，先小震中震、后大震"。每一步都不是孤立的：无控模型决定减震目标，减震目标指导有控模型，弹性时程确定附加阻尼比，最终反应谱完成构件设计，弹塑性分析兜底大震安全。理清这条主线，减震设计就不会乱。

从这套流程也可以看出，盈建科在减震设计领域确实下了功夫—从成组建模的便捷性，到能量法、能量曲线比值法等多种附加阻尼比算法的支持，再到大震弹塑性子结构设计的闭环，软件把规范条文真正落地成了可操作的工程工具。对于一线设计人员来说，能实实在在降低减震设计的门槛。

第 21 节 YJK 减震结构建模与参数定义方法

刘佳丽-洛阳理工学院-教师

减震结构设计无疑要建立带阻尼器的模型，阻尼器建在哪里、用哪种方式建、参数填什么，直接决定了后续反应谱和时程计算的结果是否可信。今天就介绍用盈建科（YJK）软件怎么建立各种类型的阻尼器。

一、建模入口与总体思路

在软件的操作体系中，建模阶段对应模型荷载输入，而减震构件的连接属性则需在前处理及计算模块中完成定义。用户可沿此【前处理及计算】→【特殊构件定义】→【特殊支撑】→【定义连接属性】的路径进入设置界面。



图 1 定义连接属性菜单

减震构件在 YJK 中可经由两条路径建立：其一是成组式建模，将阻尼器及其关联构件打包为整体组件，以参数化方式布置；其二是手动建模，先以斜杆或斜墙形式建立构件，再在前处理阶段将其指定连接单元属性。前者适用于标准化程度较高的快速布置场景，后者则更适合构造复杂或形式特殊的部位，前者应用更广。

二、成组式建模

成组式建模覆盖墙板式、梁式、隔震层阻尼器、人字形等十二种形式。只需设定布置参数即可完成阻尼器定位，组件中以红色标识的部分即为阻尼器本体。

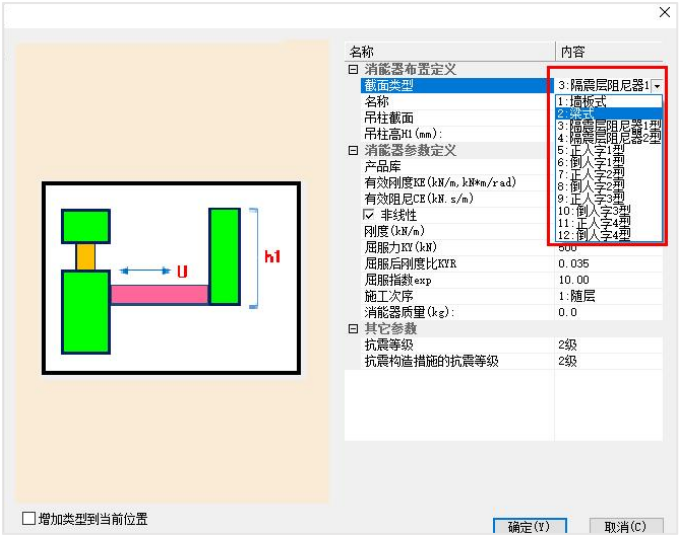


图 2 成组式减震器截面类型

以墙板式为例，阻尼器属性统一沿 U2 方向作用。建模过程中有两个选项值得关注：一为“设置面外转动刚度”，勾选后程序会在 R2 自由度上自动赋予较大刚度值，从而抑制可能出现的面外局部振型；二为“墙内加撑”，勾选后程序会在上下墙段端部自动生成水平支撑，以削弱阻尼器与墙连接点处抗弯刚度对计算结果的不利影响。墙板式建模建议勾选墙内加撑，并采用刚性杆作为埋设支撑。

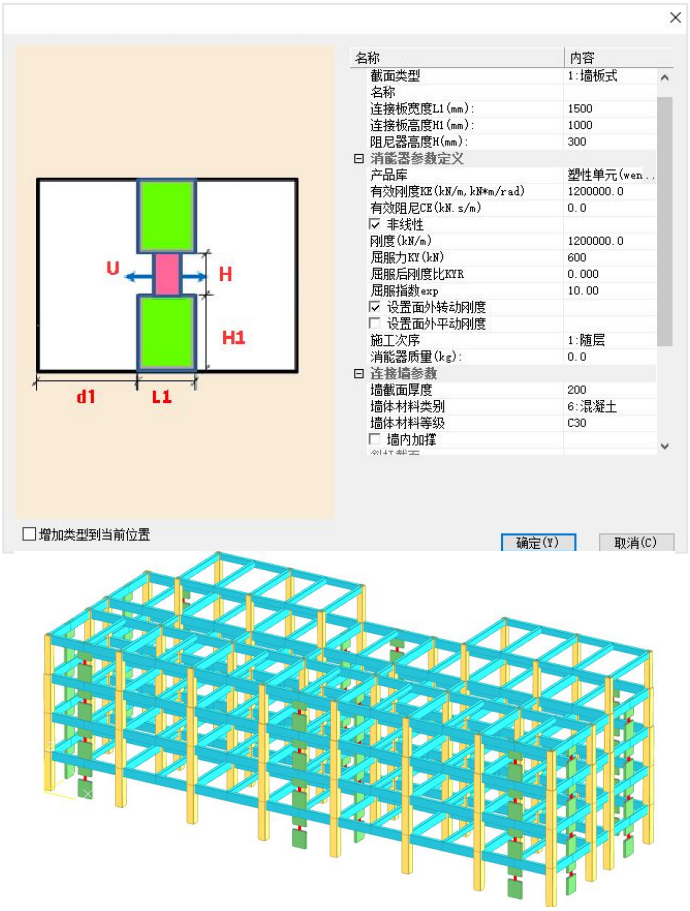


图 3 墙板式阻尼器模型

三、手动建模

1. 杆件式阻尼器

杆件式建模的做法是先将减震构件按斜杆建立，截面可按真实面积输入。对于屈曲约束支撑等位移型阻尼器，截面宜取芯材截面积，材料类别通常设为钢材。

进入前处理后，对这些斜杆指定其阻尼器的连接属性，这些斜杆会被程序自动替换为阻尼器、Wen 单元或其他连接单元。若为屈曲约束支撑，程序还会依据建模截面自动完成强度验算，因此建模截面应与实际芯材截面保持一致。杆式阻尼器的属性一般作用于 U1 自由度。

2. 墙式阻尼器

墙式阻尼器多适用于黏滞型或金属剪切型。以金属剪切型为例，阻尼器安装于楼层墙体中部。由于 YJK 不支持在同一直线上布置两道直墙，可采用斜墙与直墙组合的方式处理：下段按直墙输入，但左右节点高度取墙体在楼层中间位置的高度；上段按斜墙输入，底标高取缝隙上方高度。随后在缝隙上下节点间布置斜杆，并在前处理中将其指定为剪切型阻尼器，对于这种墙板式阻尼器，很明显成组式建模要比这种手动建模方便快捷很多。

四、连接属性与参数定义

YJK 软件的消能减震单元提供阻尼器麦克斯韦、阻尼器开尔文、塑性单元 Wen、屈曲约束支撑四种连接属性。黏滞阻尼器一般选用阻尼器麦克斯韦，按麦克斯韦模型计算；金属剪切阻尼器和屈曲约束支撑可选用塑性单元 Wen 或屈曲约束支撑，均按 Wen 模型计算。

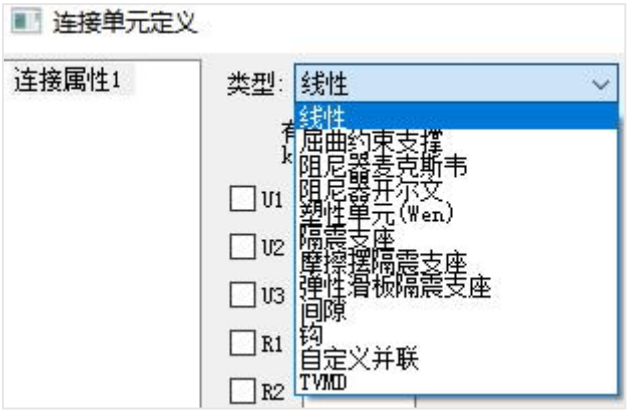


图 4 连接单元定义

参数分为线性与非线性两部分。线性部分由有效刚度和有效阻尼构成，用于静力工况、反应谱计算及弹性时程中的振型叠加法；非线性部分用于反应谱迭代和时程分析。

有效刚度可对 6 个自由度分别指定。在线性计算中，非线性参数被忽略；在非线性时程中，FNA 法直接依赖有效刚度，因此需填写准确；直接积分法虽不直接依赖有效刚度，但默认瑞利阻尼系数的计算依赖周期，而周期分析基于有效刚度，因此会间接产生影响。

有效阻尼仅用于计算附加阻尼比，与非线性时程分析无关，这是与有效刚度的重要区别。有效阻尼只是中间量，最终目标是得到附加阻尼比供反应谱计算和构件设计使用。

屈曲约束支撑与塑性单元 Wen 的非线性参数一致，包括刚度 K、屈服力 KY、屈服后刚度比和屈服指数。刚度对应初始刚度及卸载刚度；屈服力为支撑达到屈服时承担的力；屈服后刚度比为屈服后刚度与初始刚度之比；屈服指数反映屈服前后刚度过渡的平滑程度。

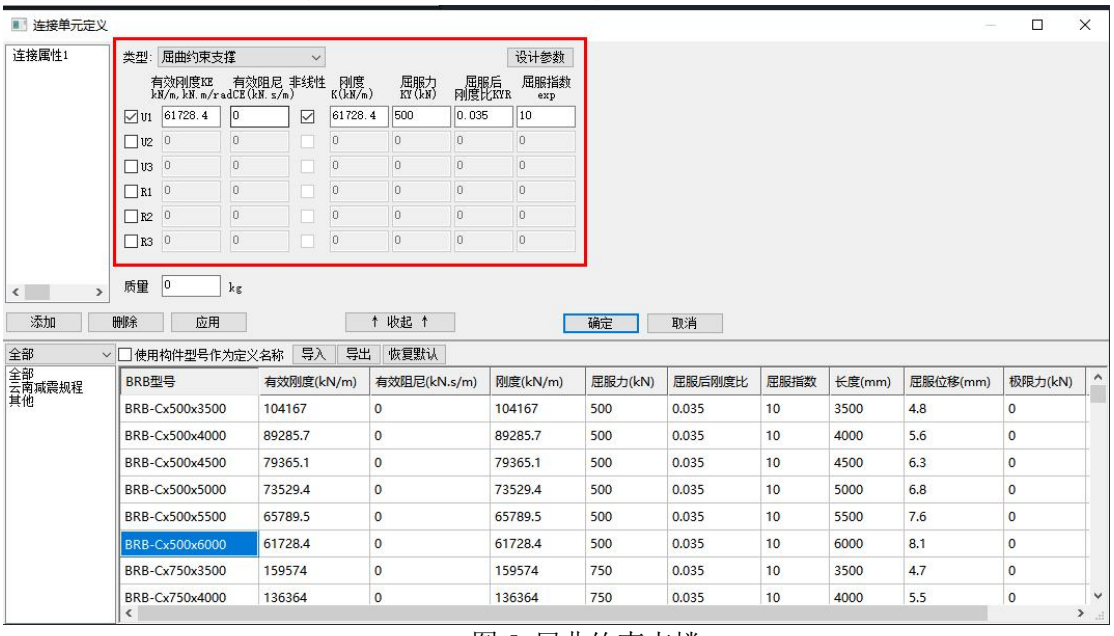


图 5 屈曲约束支撑



图 6 塑性单元 Wen 参数

阻尼器麦克斯韦的非线性参数为刚度 K、阻尼 C 和阻尼指数α，采用弹簧与阻尼器串联的 Maxwell 单元。串联关系意味着弹簧内力与阻尼内力相等。若串联刚度过大，模型会退化为纯阻尼器并导致刚度矩阵出现病态，影响数值稳定性，因此弹簧刚度 K 与阻尼系数 C 的比值通常建议控制在 100～1000 之间。



图 7 阻尼器麦克斯韦

金属剪切型可采用 Wen 单元，黏滞型则采用麦克斯韦单元。建模前需在前处理局部坐标系中确认斜杆的局部坐标轴，以判断属性应作用于 U1、U2 还是 U3。在前处理里面有局部坐标系菜单，可以查看局部坐标系。



图 8 前处理局部坐标系

五、结语

减震建模的关键在于三点：选对方式、放对位置、填对参数。成组式建模适合标准化布置，手动建模适合复杂构造；属性方向需依据局部坐标系确定，参数取值要区分线性与非线性、有效刚度与有效阻尼的不同用途。YJK 软件提供成组式与手动式两类建模路径，并支持屈曲约束支撑、阻尼器麦克斯韦、塑性单元 Wen 等多种连接属性，成组式建模更方便快捷。

第 22 节 楼板舒适度分析模块质量统计规则

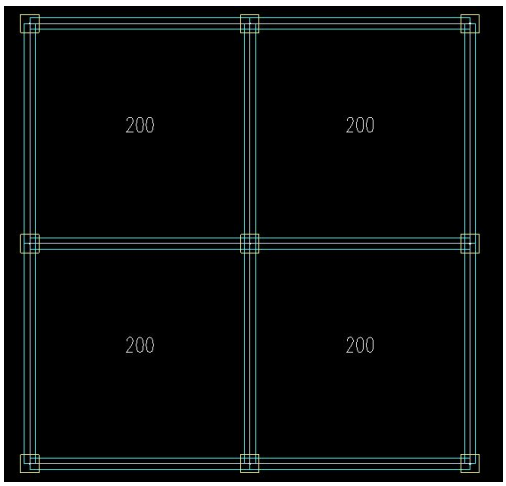
1. 概述

在进行楼板舒适度分析时，不少用户对软件中的质量源取值存在疑问，本文小编将以一个标准模型为案例，详细解释在不同参数定义下，楼板舒适度计算时的质量统计逻辑。



2. 实例计算

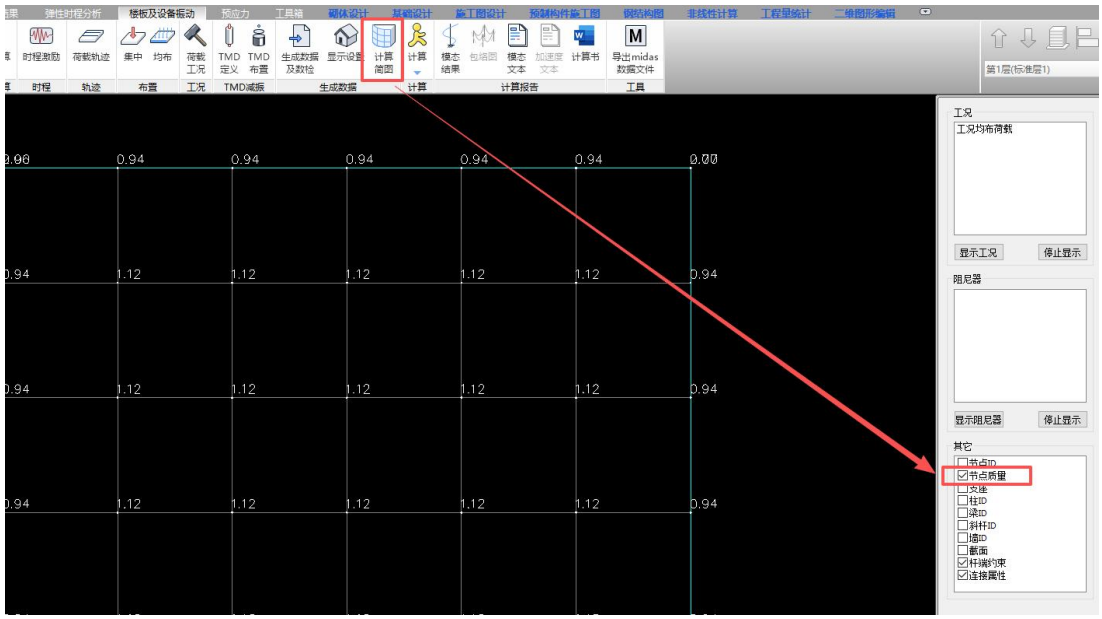
选取一块 6mx6m 的双向板，板厚为 200mm，在【楼板及设备振动】中定义楼板网格尺寸为 1m，具体如下图所示。





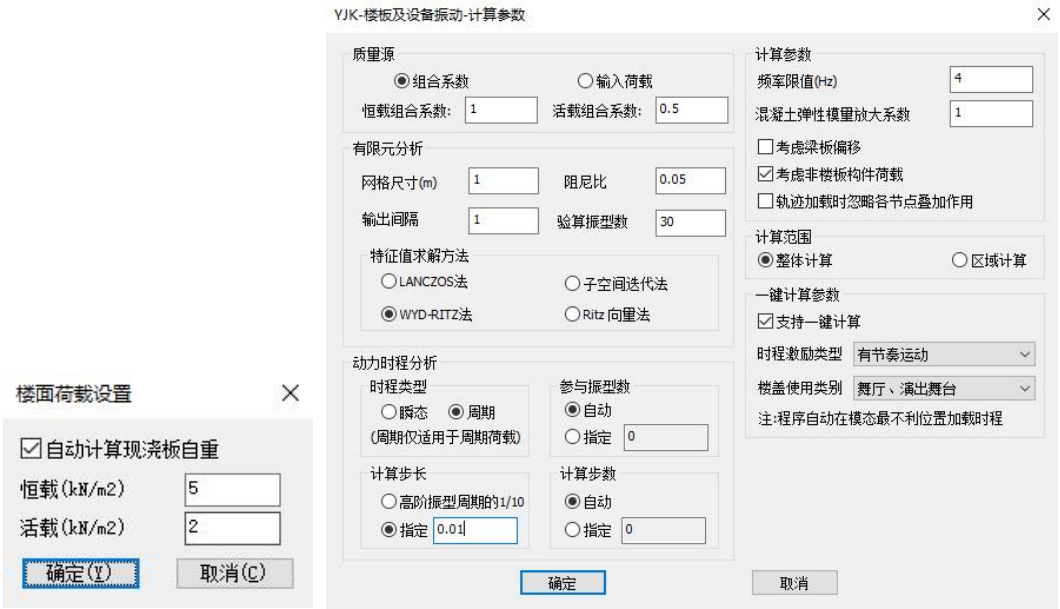
在【楼板及设备振动】中，可以通过点击【计算简图】来查看楼板单元的质量大小，下文将依次

对不同情况的节点质量计算进行详细说明。

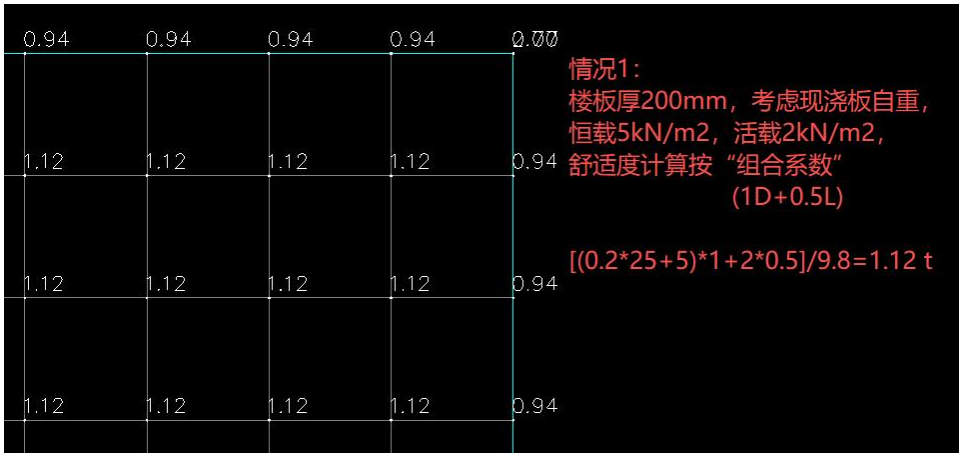


情况 1：考虑现浇板自重，舒适度计算按“组合系数”

上部结构建模时勾选“自动计算现浇板自重”，布置楼板恒载 5kN/m^2，活载 2kN/m^2，在【楼板及设备振动】计算参数中，质量源选择“组合系数”，组合系数如下图所示。



此时进行舒适度计算，查看楼板质量如下图所示。质量按上部结构建模时输入的荷载乘以组合系数进行考虑，计算公式为：[(0.2*25+5)*1+2*0.5]/9.8=1.12 t，软件输出为 1.12 t，结果一致。



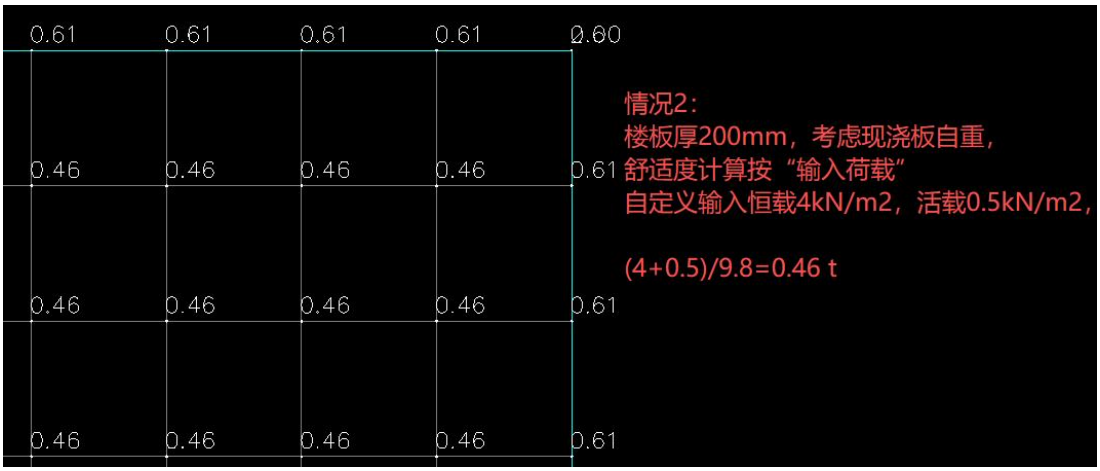
情况 2：考虑现浇楼板自重，舒适度计算按“输入荷载”

上部结构建模时勾选“自动计算现浇板自重”，在【楼板及设备振动】计算参数中，质量源选择“输入荷载”，在【荷载输入】中输入恒载 4kN/m^2，活载 0.5kN/m^2，具体参数如下图所示。



此时进行舒适度计算，查看楼板质量如下图所示。质量按自定义输入荷载线性叠加进行考虑，板

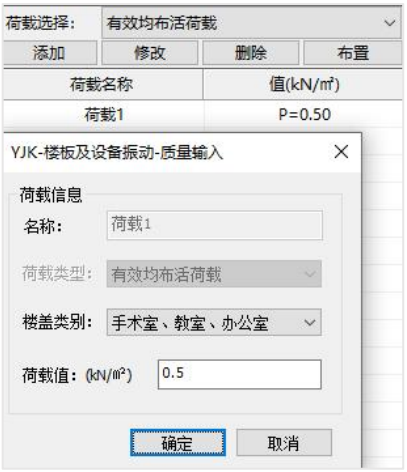
内单元的质量计算公式为：(4+0.5)/9.8=0.46 t，软件输出为 0.46 t，结果一致。



情况 3：考虑现浇楼板自重，舒适度计算按“输入荷载”，但没有输入永久荷载

上部结构建模时勾选“自动计算现浇板自重”，布置楼板恒载 5kN/m^2，活载 2kN/m^2，在【楼板及设备振动】计算参数中，质量源选择“输入荷载”，在【荷载输入】中输入活载 0.5 kN/m^2，但没有输入永久荷载，具体参数如下图所示。

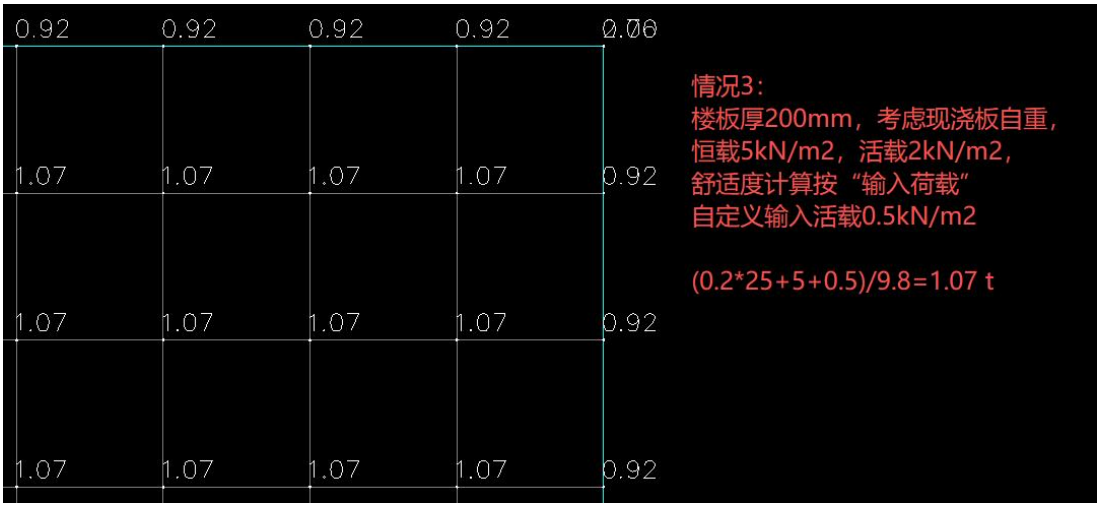






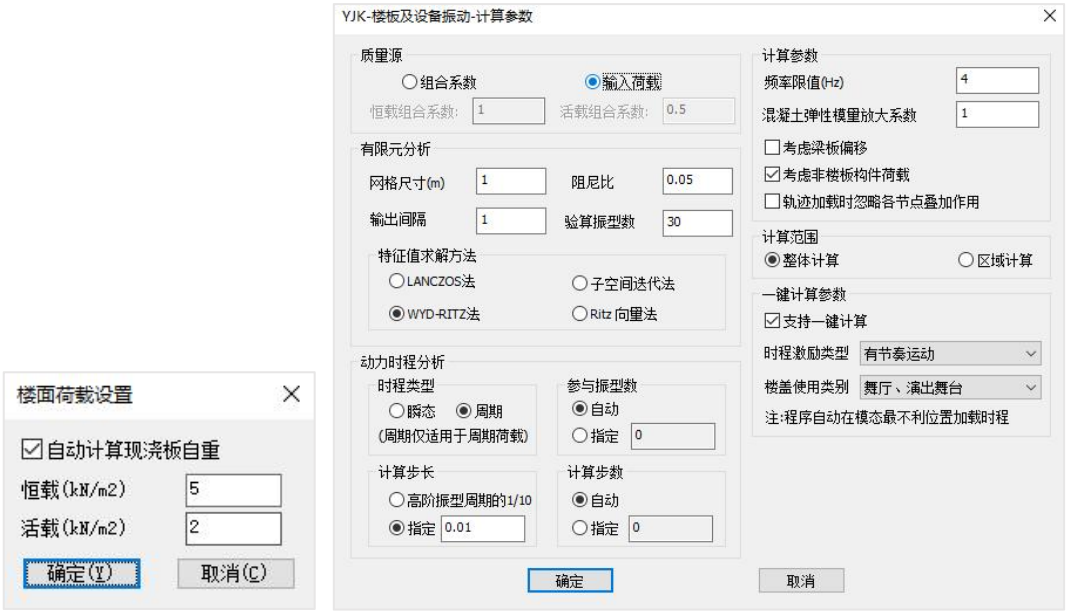
此时进行舒适度计算，查看楼板质量如下图所示。质量统计时，恒载默认按上部结构建模中输入的恒载与板自重进行考虑，并与自定义活载进行线性叠加，板内单元的质量计算公式为：(0.2*25+5+0.5)/9.8=1.07 t，软件输出为 1.07 t，结果一致。

注意，在【荷载输入】中添加其他类型的荷载时，效果同活荷载。



情况 4：考虑现浇楼板自重，舒适度计算按“输入荷载”，但没有输入任何荷载

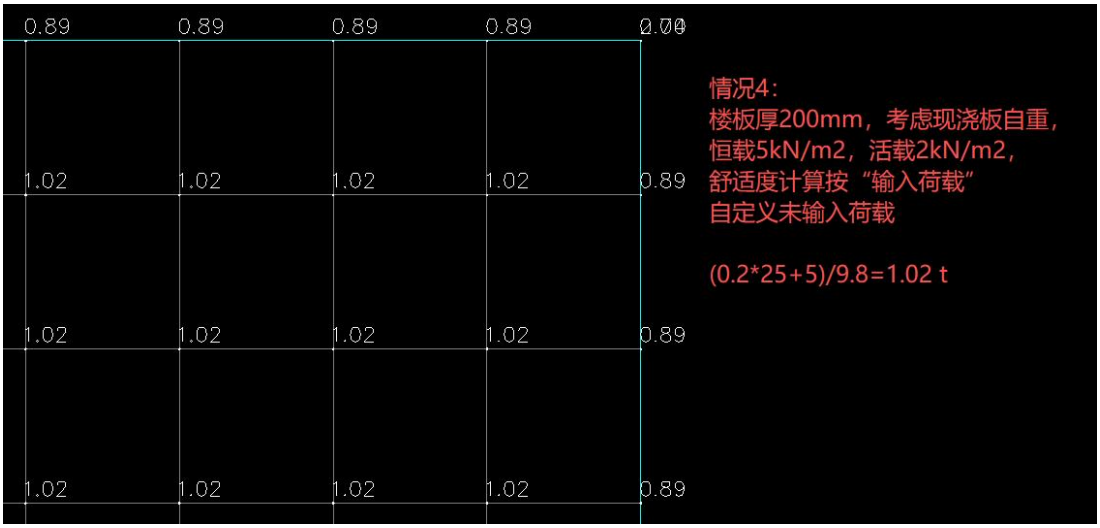
上部结构建模时勾选“自动计算现浇板自重”，布置楼板恒载 5kN/m^2，活载 2kN/m^2，在【楼板及设备振动】计算参数中，质量源选择“输入荷载”，但在【荷载输入】中未输入任何荷载，具体参数如下图所示。







此时进行舒适度计算，查看楼板质量如下图所示。质量统计时，恒载默认按上部结构建模中输入的恒载与板自重进行考虑，不考虑活载。板内单元的质量计算公式为：(0.2*25+5)/9.8=1.02 t，软件输出为 1.02 t，结果一致。



情况 5：不考虑现浇楼板自重，舒适度计算按“输入荷载”，但没有输入任何荷载

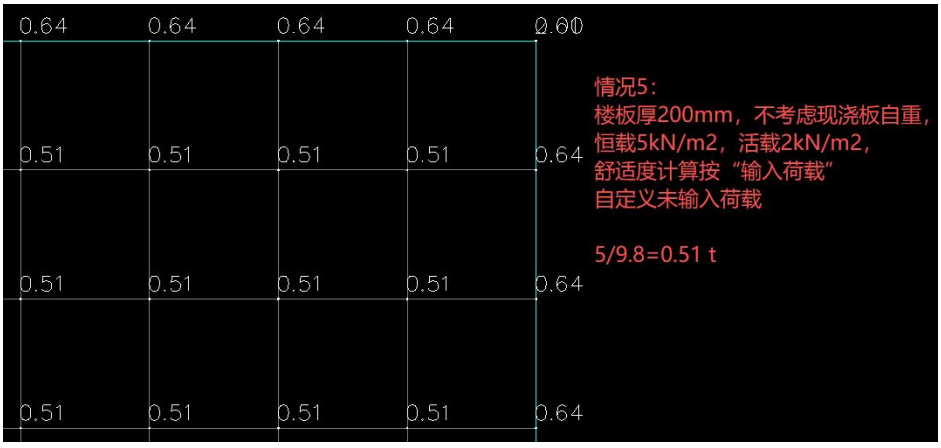
上部结构建模时不勾选“自动计算现浇板自重”，布置楼板恒载 5kN/m^2，活载 2kN/m^2，在【楼板及设备振动】计算参数中，质量源选择“输入荷载”，但在【荷载输入】中未输入任何荷载，具体参数如下图所示。







此时进行舒适度计算，查看楼板质量如下图所示。质量统计时，恒载默认按上部结构建模中输入的恒载进行考虑，不考虑自重和活载。板内单元的质量计算公式为：5/9.8=0.51 t，软件输出为 0.51 t，结果一致。



3. 总结

根据以上案例计算结果，总结舒适度计算质量统计逻辑如下：

1. 当质量源选择“组合系数”时，按输入的组合系数乘以上部结构建模中输入的恒载和活载，若上部结构荷载考虑楼板自重时，组合系数同时也乘以了自重；

2. 当质量源选择“输入荷载”，且输入了自定义永久荷载时，按用户自定义输入的荷载进行线性叠加，此时软件不额外考虑楼板自重。

3. 当质量源选择“输入荷载”，但未输入自定义永久荷载时，软件默认取上部结构建模中输入的恒载与自定义荷载进行线性叠加，楼板自重是否考虑取决于上部结构建模中是否勾选了“自动计算现浇板自重”。

以上为全部内容，相信大家看完后对 YJK 楼板舒适度计算的质量统计有了更清晰的认识，如果您有疑问或者建议，欢迎联系我们。

第 23 节 结构越刚，楼板加速度越大？解析有节奏运动舒适度计算案例

1. 概述

在做楼板舒适度分析时，许多用户常常遇到这种情况：明明特意将楼面的刚度增加了，自振频率也高于规范限值，但是进行楼板舒适度分析时，却发现楼板的有效最大加速度值反而变大了！尤其是在进行大范围的有节奏运动人群激励荷载下的舒适度验算时，似乎很难把握住楼面刚度与有效最大加速度值之间的相互关系。

盈建科的楼板舒适度分析软件内置《建筑楼盖结构振动舒适度技术标准》JGJ/T 441-2019 中的各类激励时程，计算精度可靠。本期文章，小编将拿一个 YJK 的实例模型给大家详细剖析一下，在进行【有节奏运动】下的楼板舒适度分析时，楼面刚度和自振频率是如何影响楼板的有效最大加速度值的。

2. 实例计算

选取的实例模型为大跨混凝土框架结构，假定为室内运动场地，如下图所示。X 向柱距为 20m，共 4 跨，Y 向柱距为 35m，共 2 跨。次梁沿着 Y 向布置，梁间距为 5m，板厚为 150mm。根据《建筑楼盖振动舒适度技术标准》JGJ/T 441-2019（以下简称《舒适度标准》）3.2.3 的要求，定义楼面附加

恒载为 5 kN/m^2，活荷载为 0.2 kN/m^2。

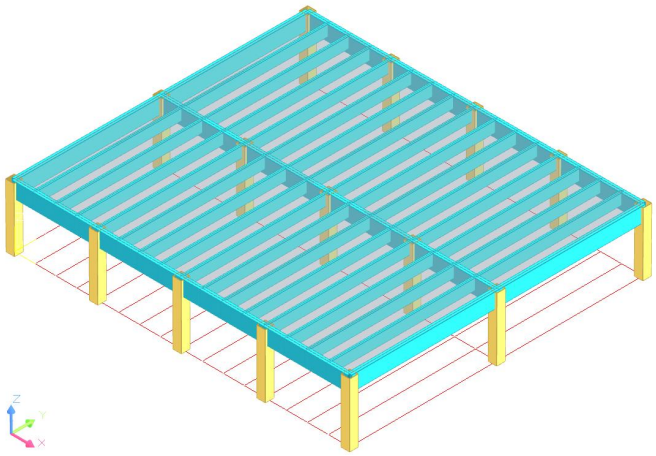


图 1 模型三维示意图

为了充分分析楼面刚度对楼板有效最大加速度值产生的影响，在相同轴网间距下，通过修改梁的截面尺寸，共创建了 4 个不同的模型，具体截面尺寸参考表 1。模型 1 至模型 4 的楼面刚度呈逐级递增趋势。

表 1 模型截面尺寸汇总表

模型编号	柱	X 向框梁及 Y 向边梁（宽 x 高）	Y 向内梁（宽 x 高）
模型 1	2000x2000	1000x3500	600x2500
模型 2	2000x2000	1000x3500	600x3000
模型 3	2000x2000	1000x4000	600x3700
模型 4	2000x2000	1000x4500	600x4500

以模型 1 为例进行楼板舒适度分析过程的说明，其余 3 个模型的计算流程完全相同。在完成初始的模型建模与荷载输入后，直接进入【上部结构计算】-【楼板及设备振动】模块。定义计算参数如图 2 所示。依次点击进行多楼层频率验算，点击约束检查查看约束关系是否正常，完成后选择计算楼层，查看模态文本结果，如图 3 所示。

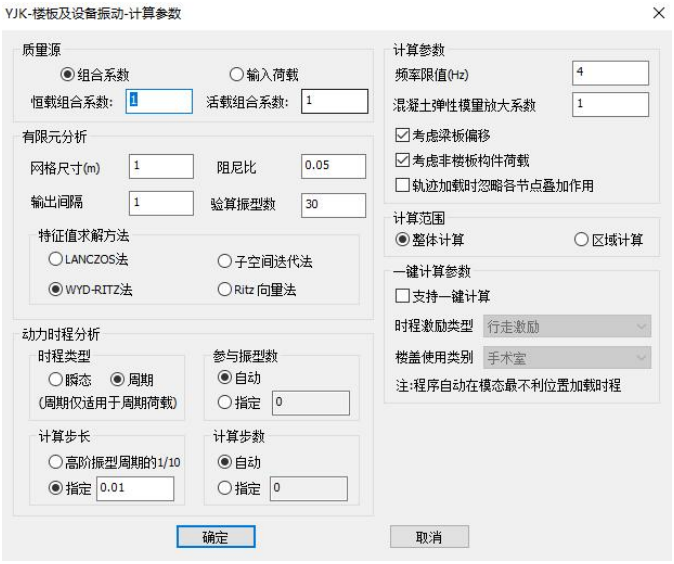


图 2 楼板及设备振动-计算参数

ModeReport - 记事本

文件(F) 编辑(E) 格式(O) 查看(V) 帮助(H)

盈建科楼板频率分析报告

楼层号：1 标准层号：1 计算时间：2026-06-09 08:54:15

总模态数	有效质量系数
350	0.877348

模态阶数	固有频率	模态参与系数	累计参与系数
1	3.29599	7.30767e-16	7.30767e-16
2	3.35642	1.17196e-13	1.17927e-13
3	3.44783	5.62209e-13	6.80135e-13
4	3.53597	7.63195e-14	7.56455e-13
5	4.14112	3.1429e-12	3.89935e-12
6	4.19047	0.0819432	0.0819432
7	4.26439	2.82628e-12	0.0819432
8	4.30999	0.46008	0.542023
9	4.34315	1.52259e-11	0.542023
10	4.53208	3.93209e-11	0.542023
11	4.78294	2.33712e-13	0.542023
12	5.03209	3.66701e-11	0.542023
13	5.23292	0.000586392	0.542609
14	5.41742	2.62305e-11	0.542609
15	5.56832	2.67923e-10	0.542609
16	5.67332	0.00210378	0.544713
17	5.79852	2.55049e-09	0.544713
18	5.9064	1.4762e-10	0.544713
19	6.08225	8.15099e-11	0.544713
20	6.35804	0.0280114	0.572724

图 3 楼板及设备振动-模态文本

从图 4 可以看到，结构的 1 阶振型变形主要集中在 X 向 2、3 跨的跨中区域。定义时程激励如图 5 所示，选择“有节奏运动（新舒适度标准）”，楼盖使用类别选用“室内运动场地”。可以看到软件自动识别了楼层的 1 阶自振频率 f1=3.29599Hz，并根据《舒适度标准》6.2.3 节的频率计算公式，以及用户指定的“整数 n：1”，自动计算了第一阶荷载频率 f1’=2.75Hz，点击确定即生成了时程激励函数 1。同此方法，分别修改“整数 n”为 2、3 生成时程激励函数 2 和 3。

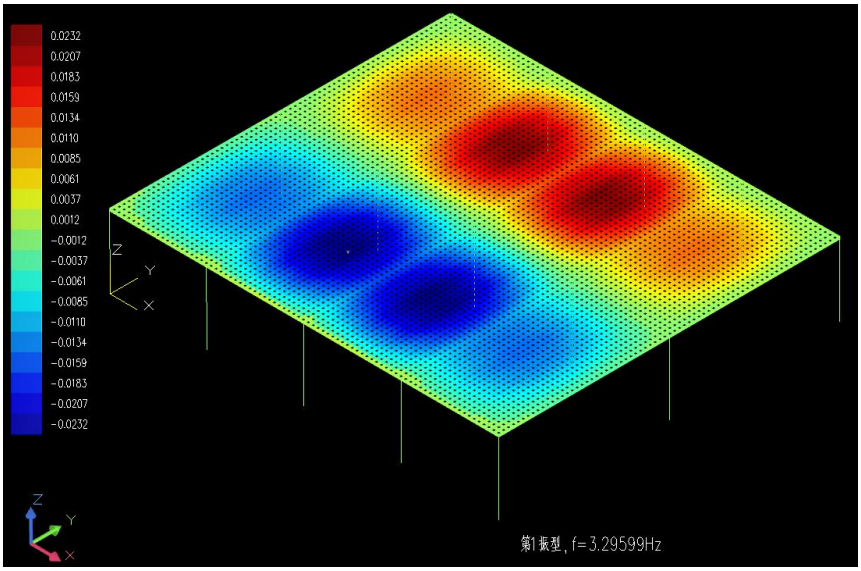


图 4 楼板 1 阶振型

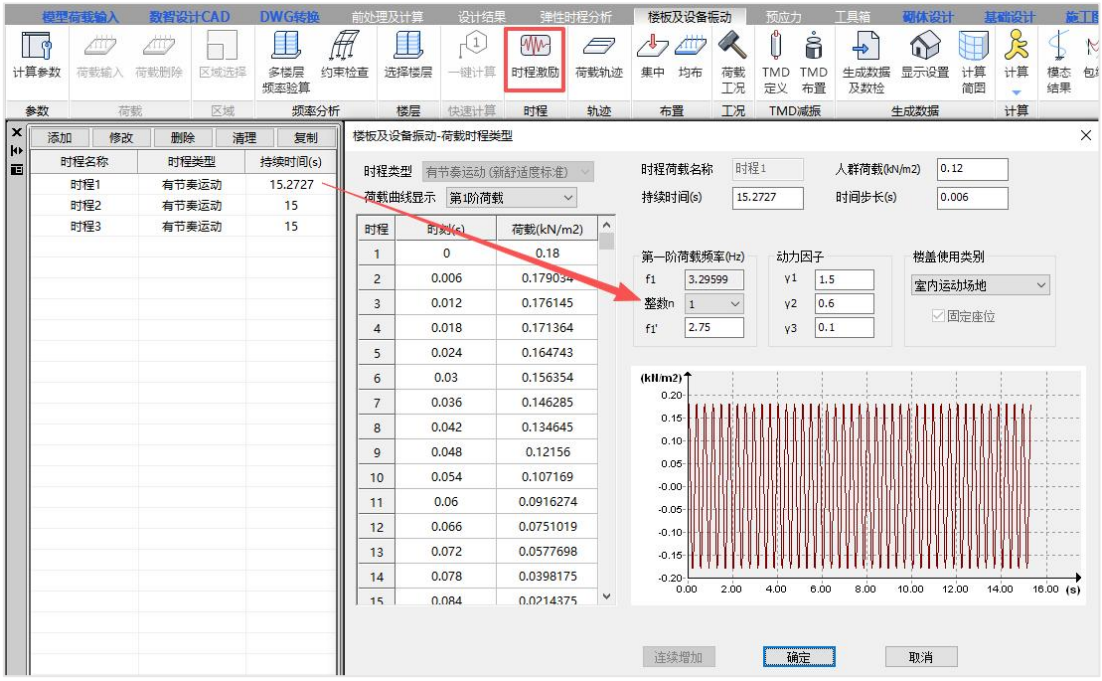


图 5 时程激励信息

完成后，点击“布置-均布”将 3 个时程激励荷载分别布置在全部楼面上，如图 6 所示。点击荷载工况，分别完成 3 个时程激励的工况定义。至此完成所有楼板舒适度分析的定义工作，点击“计算-生成数据+全部计算”即可完成舒适度的分析计算。

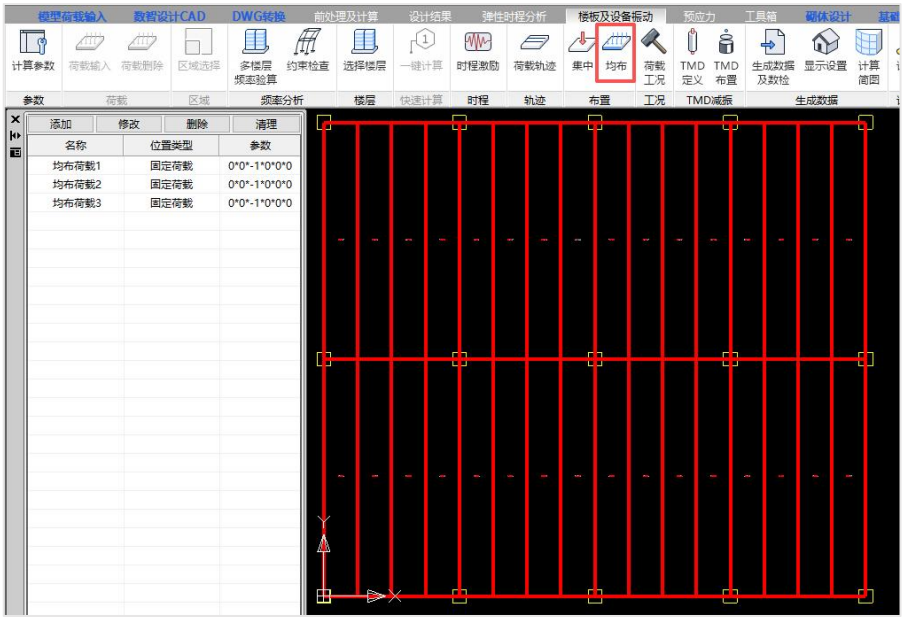


图 6 激励布置

3. 模型对比分析

对四个模型进行上述舒适度计算后得到表 2 所示的计算结果。根据《舒适度标准》4.2.2 的要求，室内运动场地的有效最大加速度值不应大于 0.5m/s2，从表 2 中信息可以看出，模型 3 的工况 1 有效最大加速度值已超过规范限值。**明明结构刚度增加了，人群激励函数的频率也与楼面 1 阶自振频率不成比例关系，为什么楼面加速度反而还会增大呢？**

表 2 模型计算信息与结果汇总

模型编号	1 阶自振频率（Hz）	人群激励 f1’取值（Hz）			有效最大加速度（m/s2）		
		工况 1	工况 2	工况 3	工况 1	工况 2	工况 3
模型 1	3.30	2.75	2.00	2.00	0.290	0.471	0.471
模型 2	3.81	2.75	2.00	2.00	0.346	0.194	0.194
模型 3	4.54	2.75	2.27	2.00	0.725	0.178	0.110
模型 4	5.31	2.75	2.66	2.00	0.352	0.256	0.124

4.2.2 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。

表 4.2.2 竖向振动有效最大加速度限值

楼盖使用类别	有效最大加速度限值（m/s^2）
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	0.50
同时进行有氧健身操和器械健身的健身房	0.20

注：看台是指演唱会和体育场馆的看台，包括无固定座位和有固定座位。

图 7 《舒适度标准》4.2.2 条

要解答这个问题，首先让我们回到规范的计算公式上。由《舒适度标准》6.3.1 公式可知，在计算楼板的有效最大加速度时，需要同时考虑 3 阶荷载频率下的峰值加速度，再整合为“有效最大加速度”。根据规范 6.2.2 条和 6.2.4 条，这 3 阶的荷载频率分别为 f1′、2 f1′和 3f1′，对应的荷载激励放大系数分别为 1.5，0.6，0.1（以室内体育活动为例）。

6.3.1 有节奏运动时，结构布置规则的楼盖振动有效最大加速度可按下式计算：

$$a_{pm} = (\sum a_{pi}^{1.5})^{\frac{1}{1.5}} \qquad (6.3.1)$$

式中：a_{pm}——有效最大加速度（m/s^2）；

a_{pi}——第 i 阶荷载频率对应的峰值加速度（m/s^2），可按本标准第 6.3.2 条计算。

6.2.2 无实测数据时，有节奏运动的荷载可按下式计算：

$$P_i(t) = \gamma_i Q_p \cos(2\pi i \bar{f}_1 t) \qquad (6.2.2)$$

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

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

γ_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^2），可按本标准表 3.2.4 取值。

6.2.4 有节奏运动的动力因子可按表 6.2.4 取值。

表 6.2.4 有节奏运动的动力因子

有节奏运动	动力因子 γ_i		
	第 1 阶	第 2 阶	第 3 阶
跳舞	0.50	—	—
观众在看台上的活动	0.25（0.40）	0.05（0.15）	—
健身操、室内体育活动	1.50	0.60	0.10

注：1 看台是指演唱会和体育场馆的看台。无固定座位的看台取括号内数值。

2 同时进行健身操和器械健身时，动力因子可按健身操取值。

以表 2 中的工况 1 情况进行分析，对于四个模型来说，工况 1 的 f1′都为 2.75s，因此 3 阶荷载频率一致如下：

表 3　3 阶段荷载频率

f1’	荷载频率（Hz）		
	第 1 阶	第 2 阶	第 3 阶
2.75	2.75	5.50	8.25

在四个模型中，模型 3 的工况 1 有效最大加速度值最大，为 0.725 m/s^2，超过了规范限值。打开模型 3 的模态文本（图 8）可以发现一个有趣的问题，**结构的 1 阶振型并不是模态参与系数最大的振型，而模态参与系数最大的振型频率正好与第 2 阶荷载频率完全重合！**查看工况 1 下的包络变形图（图 9）以及第 8 振型变形图（图 10）可以看出，工况 1 的振动形态与楼面第 8 振型几乎一致，查看最不利振动点的 3 阶加速度时程曲线（图 11）也能看出，结构在第 2 阶荷载激励下达到最大加速度峰值。

ModeReport - 记事本

文件(F) 编辑(E) 格式(O) 查看(V) 帮助(H)

盈建科楼板频率分析报告

楼层号：1 标准层号：1 计算时间：2026-06-10 14:14:31

总模态数	有效质量系数
302	0.901894

模态阶数	固有频率	模态参与系数	累计参与系数
1	4.54521	1.66016e-14	1.66016e-14
2	4.56239	2.8433e-12	2.8599e-12
3	4.62277	2.24563e-12	5.10553e-12
4	4.72498	4.34165e-11	4.85221e-11
5	5.11728	4.16878e-12	5.26908e-11
6	5.18945	0.117025	0.117025
7	5.37286	9.79421e-13	0.117025
8	5.50883	0.527457	0.644481
9	5.52773	8.84434e-09	0.644481
10	5.66571	8.68272e-07	0.644482
11	5.96151	4.85746e-09	0.644482
12	6.30912	1.79457e-08	0.644482
13	6.7882	2.77263e-08	0.644482
14	6.81623	0.00173965	0.646222
15	6.97883	2.37161e-09	0.646222
16	6.98875	2.50033e-09	0.646222
17	7.23321	0.00853542	0.654757
18	7.35396	2.39067e-10	0.654757
19	7.53317	9.52922e-10	0.654757
20	7.70344	4.38371e-11	0.654757

图 8 模型 3 的模态文本

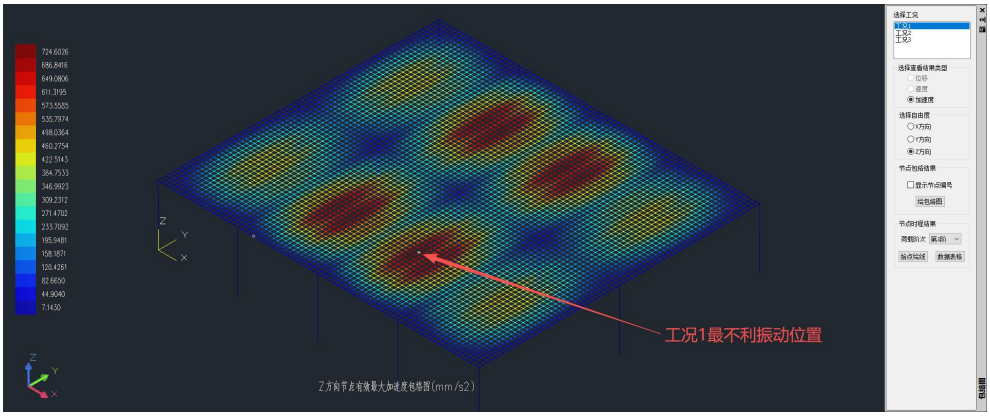


图 9 模型 3 的工况 1 包络变形图

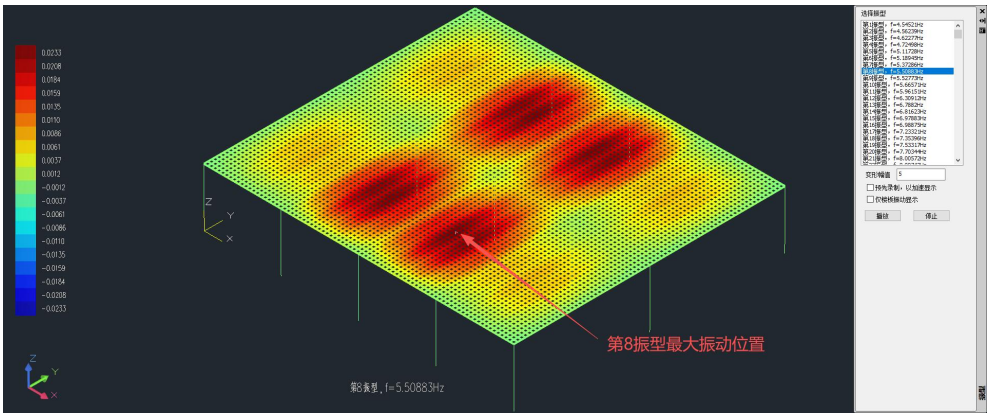


图 10 模型 3 的第 8 振型图

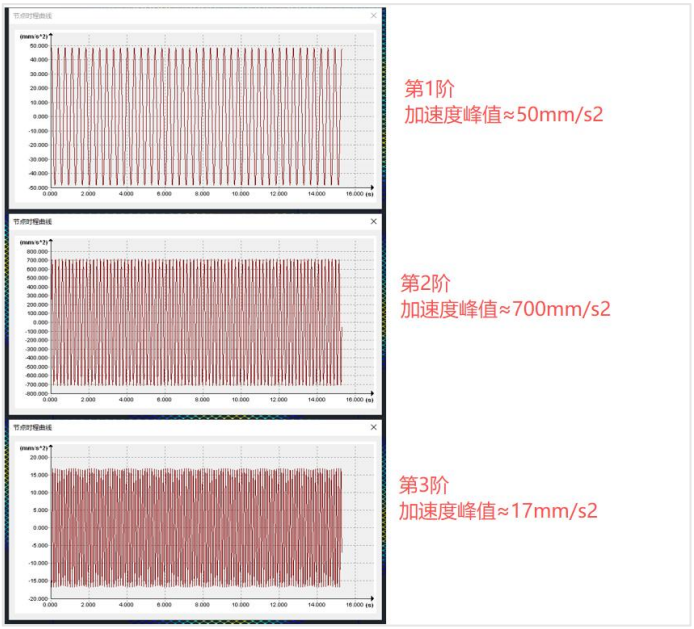


图 11 模型 3 的最不利振动点 3 阶加速度时程曲线

基于以上对模型 3 的分析，整理模型 1、2、4 的工况 1 计算结果，以及模态参与系数最大的振型频率信息如下表所示。可以看出，第 2 阶荷载频率与模态参与系数最大的振型频率差值越小，有效最大加速度值就越大；频率差值越大，有效最大加速度值就越小。**模态参与系数最大的振型，才是决定楼面有效最大加速度值大小的主控振型。**

表 4 模型工况 1 计算结果统计

模型编号	1 阶自振频率 Hz	模态参与系数最大振型频率（Hz）	工况 1 荷载频率 Hz			有效最大加速度 （m/s^2）
			第 1 阶	第 2 阶	第 3 阶	
模型 1	3.30	4.30	2.75	5.50	8.25	0.290
模型 2	3.81	4.84	2.75	5.50	8.25	0.346
模型 3	4.54	5.51	2.75	5.50	8.25	0.725
模型 4	5.31	6.04	2.75	5.50	8.25	0.352

由此可以看出，当结构的 1 阶自振频率超过荷载激励的 1 阶频率时，应重点关注荷载激励的 2 阶频率与结构自振频率之间的相似性，尤其是与结构模态参与系数较大的振型之间的数值相似性。

虽然从规范的计算公式上看，第 2 阶荷载激励的动力放大因子仅为 0.6（规范表 6.2.4），但当结构的振型频率与其一致发生共振时，只要发生共振的振型模态参与系数足够大，就会导致共振的加速度幅值大大增加。 **荷载激励频率与结构自振频率一致是发生共振的条件；而模态参与系数决定了共振的响应幅度会有多大。**

4. 总结

综合以上分析，对于需要进行较大范围人群激励舒适度分析的结构，可以得出以下结论：

1. 应综合分析楼面的自振模态，重点关注楼面的 1 阶振型和模态参与系数较大的振型下的最大变形区域，以及振动频率。

2. 当结构的 1 阶自振频率较大，已超过荷载激励的 1 阶频率时，应重点关注荷载激励的 2 阶频率与结构自振频率的接近程度，尤其应警惕其与模态参与系数较大振型频率的吻合情况。

3. YJK 舒适度分析软件提供了高度自由化的激励函数自定义功能，当需要考虑非一阶自振频率对应的荷载频率时，时可自行修改 f1′值，以及各阶的动力因子等参数，实现自定义激励时程的舒适度计算。

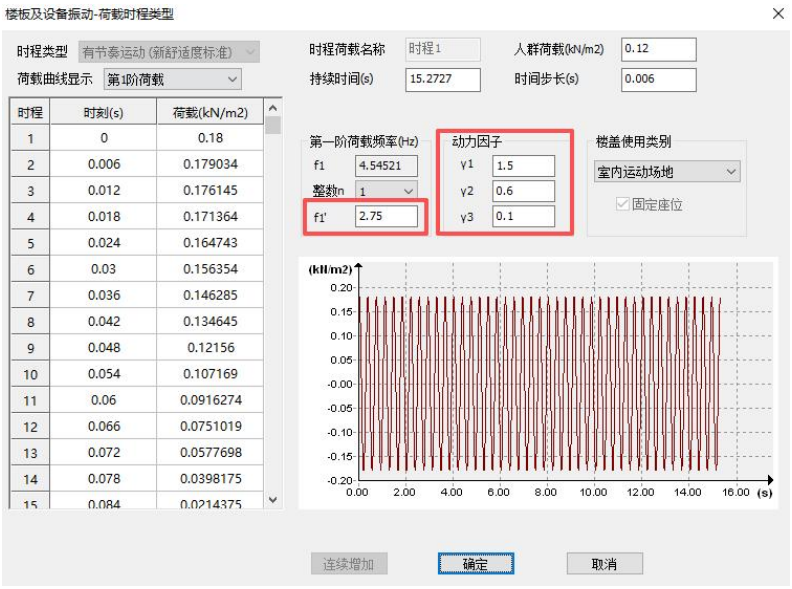


图 12 时程激励输入对话框

5. YJK 楼板及设备振动分析软件介绍

盈建科作为国内主流的结构设计平台，其楼板及设备振动软件是为进行楼板舒适度分析而专门研发的软件。该软件具有以下功能特点：

1、支持一键输入《建筑楼盖结构振动舒适度技术标准》JGJ/T 441-2019 中行走激励、有节奏运动、连廊和室内天桥（人群竖向荷载和人群水平荷载）、室内设备振动等多种荷载激励函数。

2、灵活定义有限元分析模型网格尺寸、阻尼比、混凝土弹性模量放大系数等参数。动力时程分析开放瞬态和周期的选项，灵活定义时程分析求解方法。提供定义多层模型选项，可以将多层模型导入楼板及设备振动模块中进行计算，以满足不同边界条件的计算需求。

3、软件自动生成计算模型，支持荷载轨迹精确定位，计算结果经受了与多款权威行业有限元软件的对比验证，计算精度可靠。

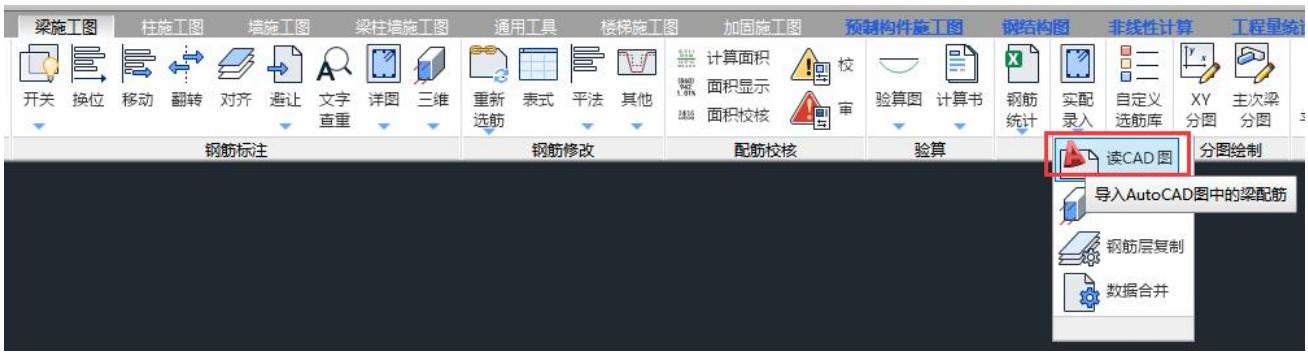
4、计算结果丰富完整，加速度包络图中可以直观地查看最不利点位置和节点号，方便与加速度文本结果中数值进行比对。支持一键生成楼板舒适度分析计算书，显著提高工作效率。

第 24 节 盈建科软件录入 DWG 图纸梁实配钢筋四种方式

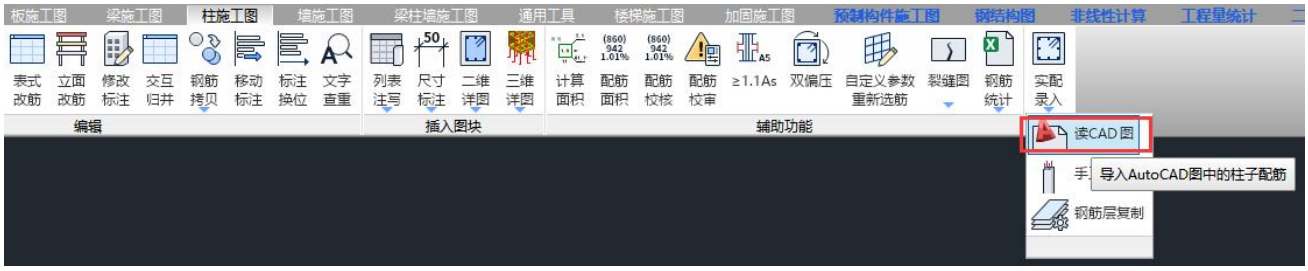
YJK 软件支持读入 DWG 图纸上的实配钢筋信息，并将其保存为 YJK 的钢筋数据， 可在 YJK 中实现施工图钢筋校审、钢筋用量统计、三维钢筋显示、弹塑性分析中采用实配钢筋等工作，同时适用于鉴定加固改造项目中实配钢筋的读取，以及将三维钢筋数据导入到 Revit 等软件。本文以梁构件为例，分上下两篇详细介绍四种 DWG 图纸钢筋录入方式。上篇重点介绍基于混凝土施工图设计软件（YJKS-D）的两种方法：直接读图录入与衬图读图录入，适用于单楼层实配钢筋的精确导入。

方式一：混凝土施工图设计软件（YJKS-D）【直接读 CAD 图】录入

盈建科混凝土施工图设计软件各施工图模块均提供【读 CAD 图】的功能，可用于直接导入 DWG 图纸，生成单个楼层的实配钢筋。如图一~图四所示：



图一



图二



图三

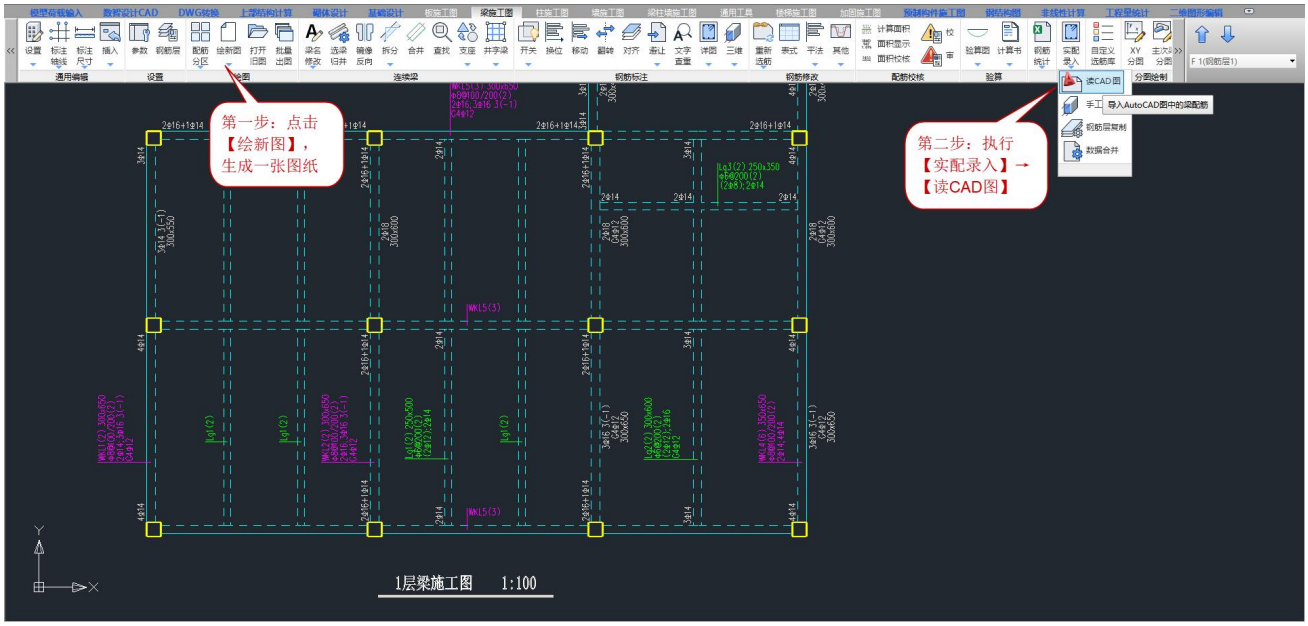


图四

本文以梁的钢筋识别为例讲解具体的操作步骤：

第一步：点击【绘新图】，生成一张图纸；

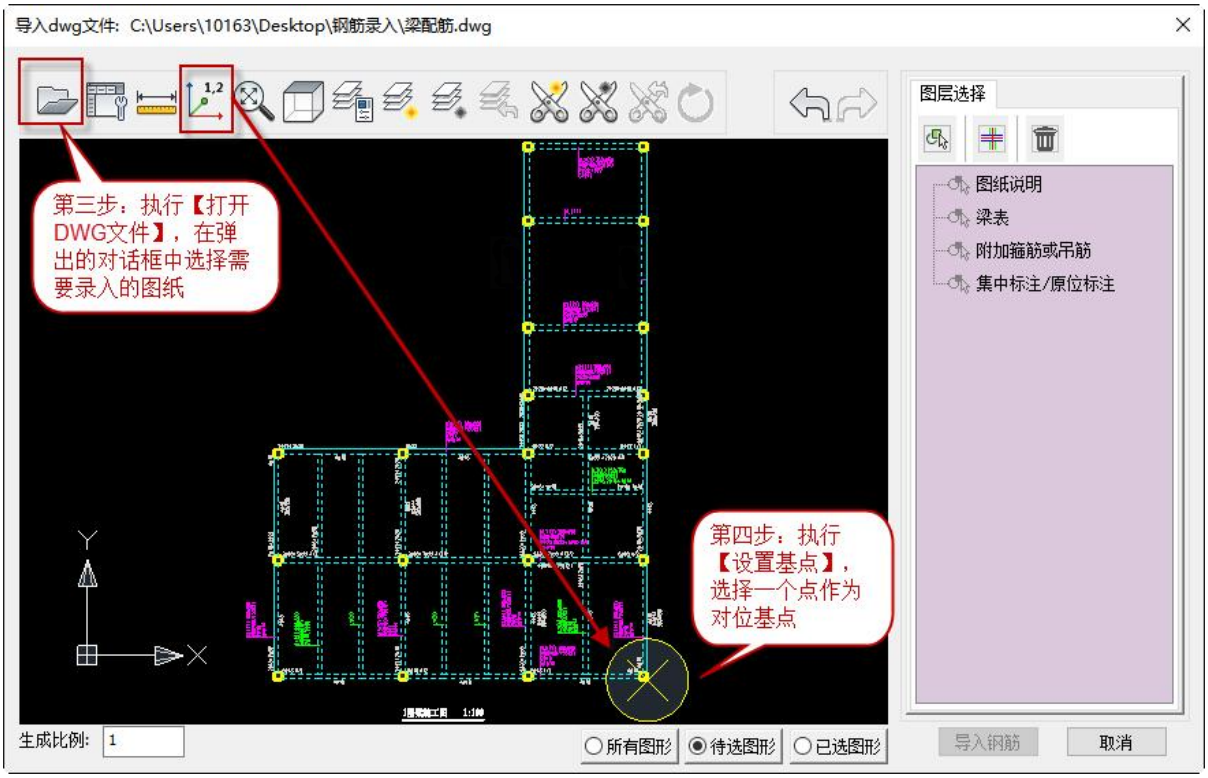
第二步：执行【实配录入】→【读 CAD 图】；



图五

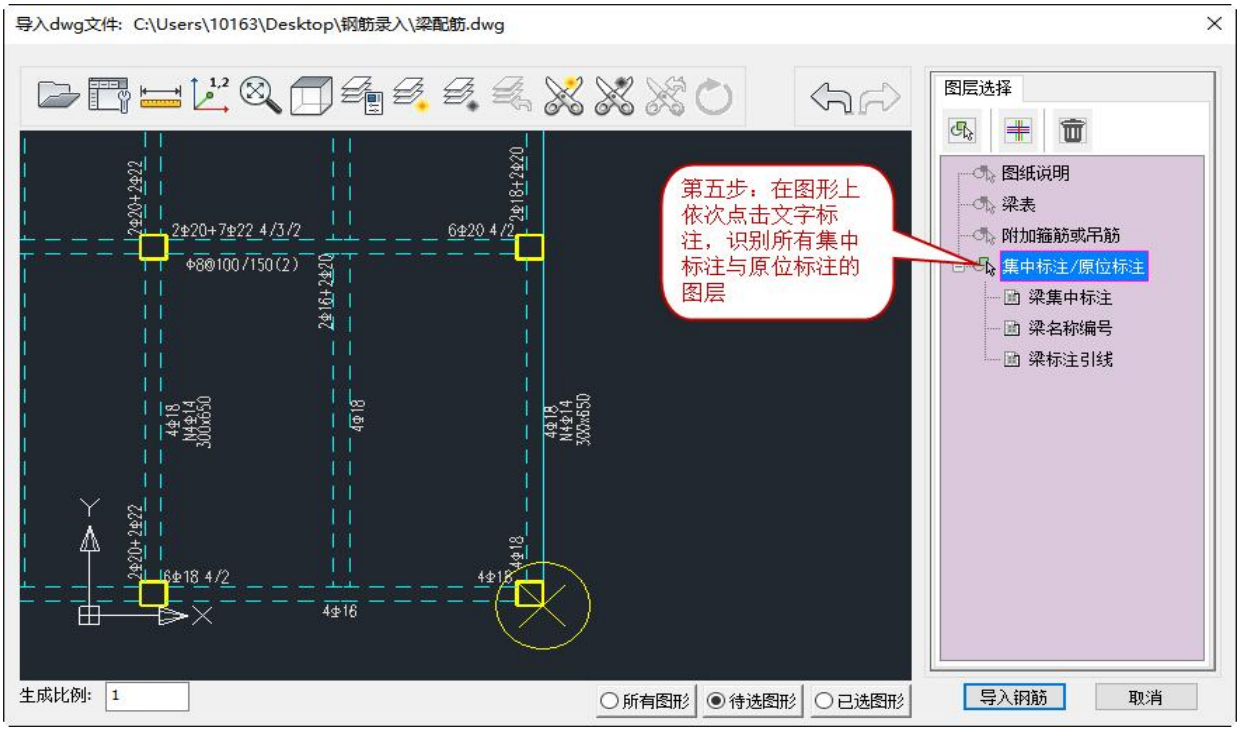
第三步：执行【打开 DWG 文件】，在弹出的对话框中选择需要录入的图纸；

第四步：执行【设置基点】，拾取图形中的一个节点，作为该层的对位基点；



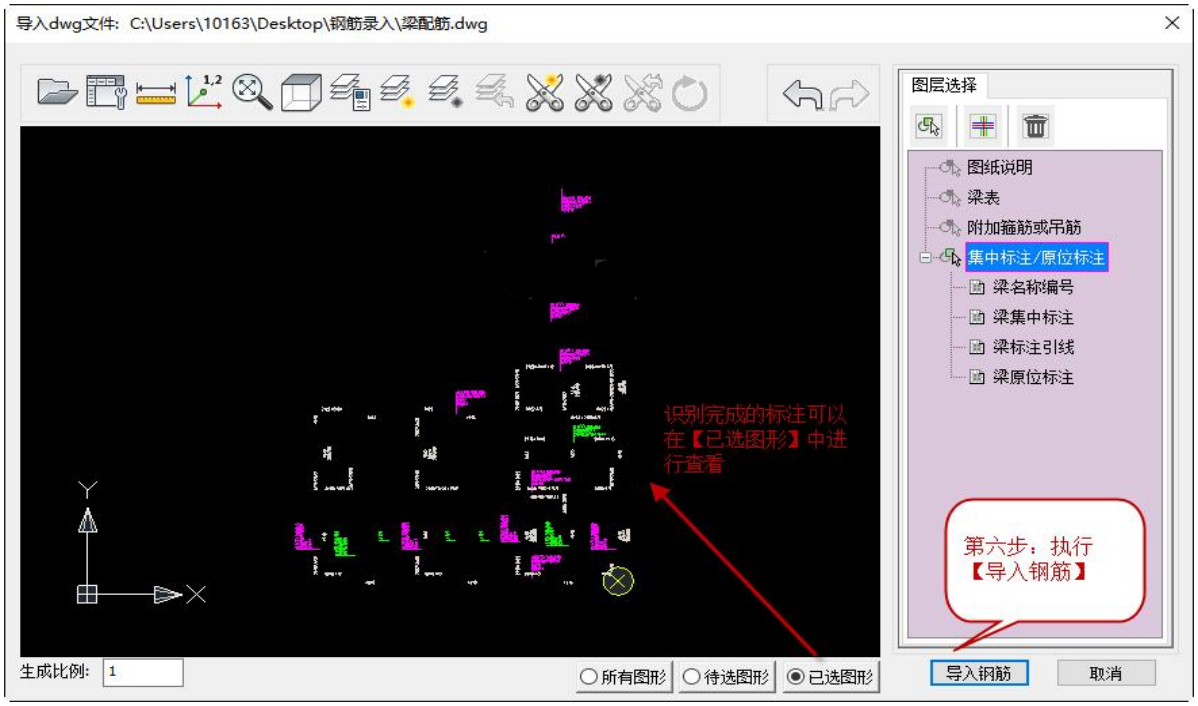
图六

第五步: 在图形上依次点选文字标注，识别所有集中标注、原位标注、附加箍筋或吊筋的图层；



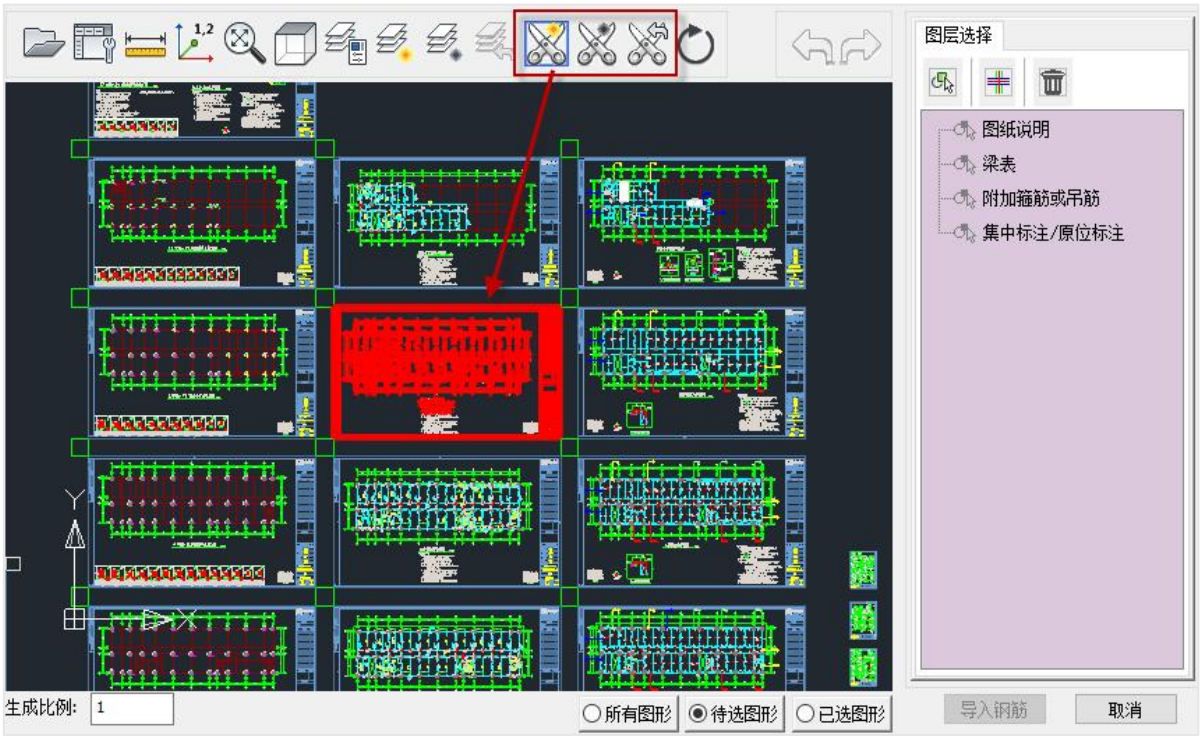
图七

第六步:可先在【已选图形】中查看、检查识别完成的集中、原位标注，确认无误后，再执行【导入钢筋】。



图八

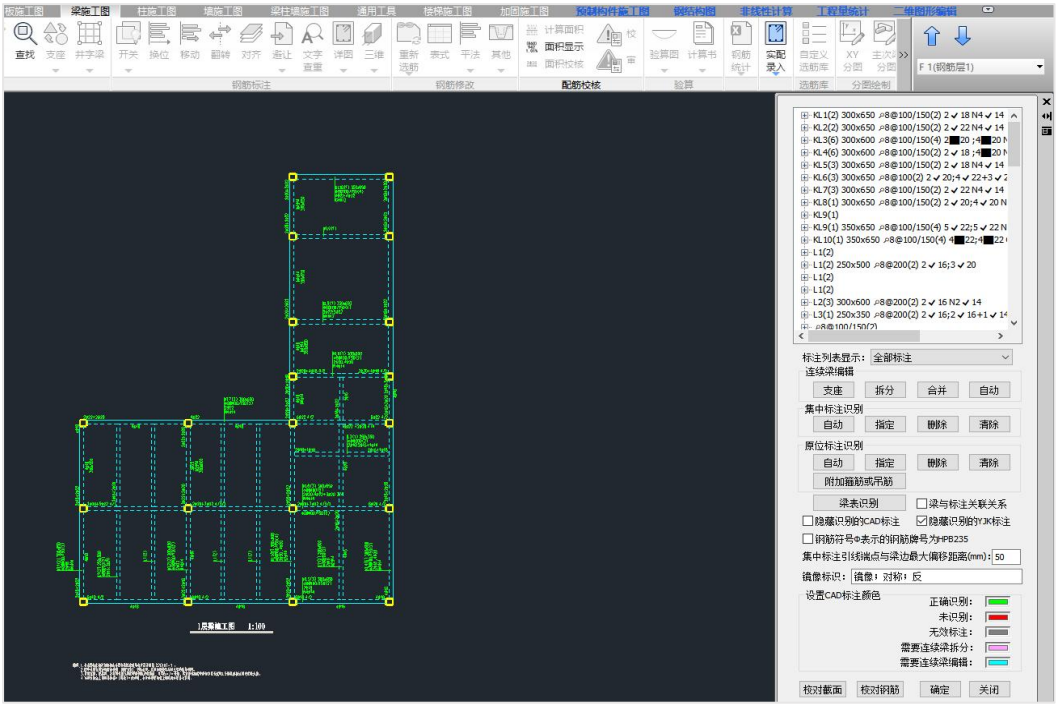
如果是多个楼层的施工图绘制在同一张 DWG 图纸上，可以利用软件提供的【选择部分图形导入】、【剔除不导入的图形】等功能，如图九所示。这些操作可以仅保留需要导入钢筋的楼层，而不改变原 DWG 图纸的内容，也不需要先到 CAD 软件中对图纸进行修改。



图九

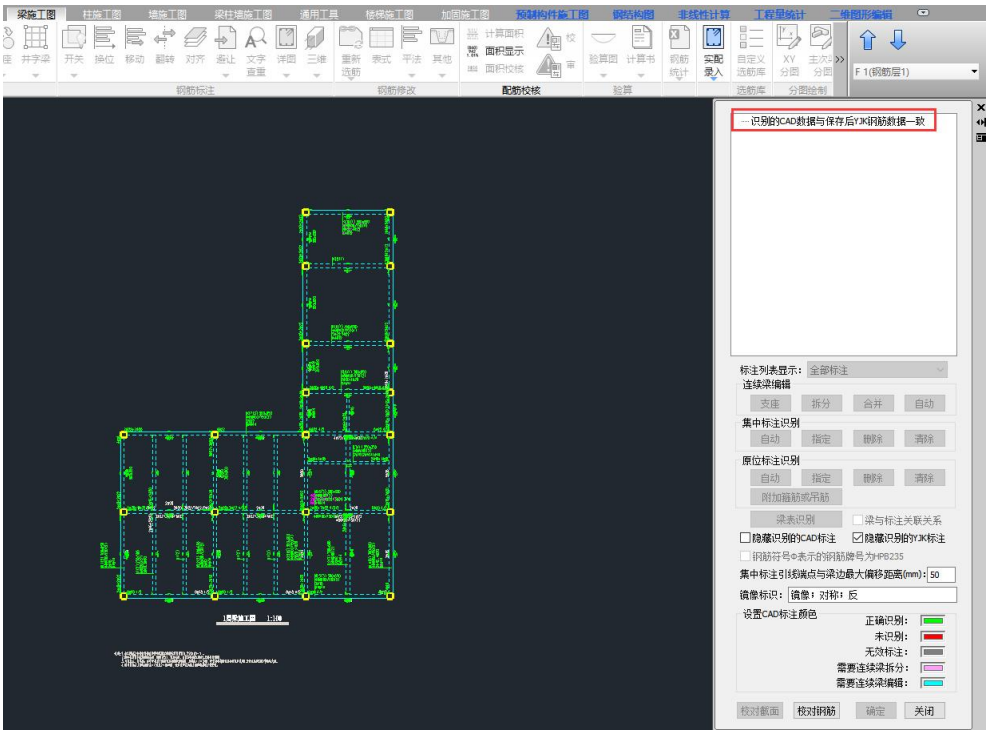
第七步:导入钢筋后，程序自动跳转到钢筋数据识别关联界面。在该界面中可根据导入的钢筋数据内容和位置，自动或交互指定判断其对应的连续梁、梁跨，解析钢筋数据具体含义。正确识别的 CAD

标注显示为绿色，其他颜色均为未正确识别。如果没有正确识别，可根据具体颜色对其进行连续梁编辑、拆分，或者钢筋手动指定识别，如图十所示：



图十

第八步:导入的钢筋均确认正确识别后，点击【确定】，程序自动将识别的 CAD 钢筋数据保存为 YJK-D 钢筋数据，重新绘图，并自动进行校对、输出结论：识别的 CAD 数据与保存后 YJK 钢筋数据一致。如图十一所示：



图十一

第九步:点击【关闭】按钮，程序弹出提示（图十二），提示内容为：梁钢筋识别完成，执行自动校审?，选择【是】，程序自动对录入的实配钢筋进行校审；选择【否】，则仅生成录入的梁原有实配钢筋，如图十三所示。



图十二



图十三

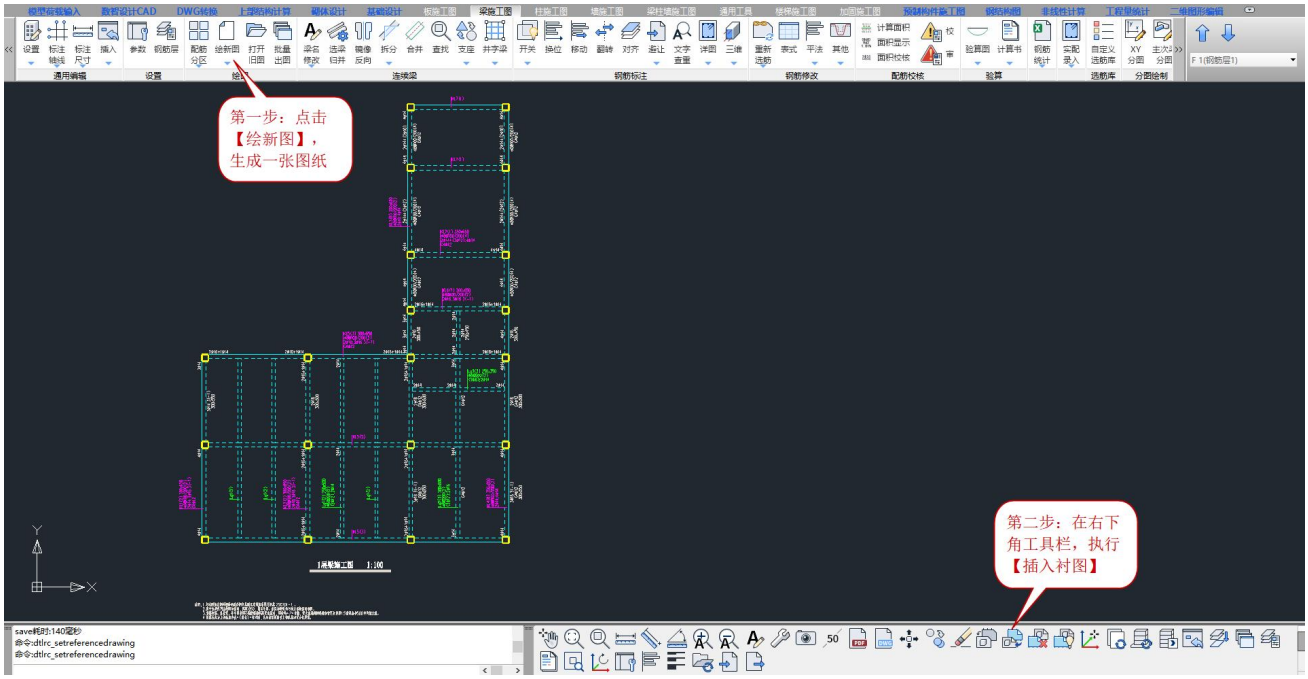
方式二：混凝土施工图设计软件（YJKS-D）【衬图读 CAD 图】录入

盈建科混凝土施工图设计软件各施工图模块可采用“先插衬图、后读图纸”的方式，通过【读 CAD 图】功能导入 DWG 图纸，精准生成单个楼层的梁实配钢筋数据。

以下以梁的钢筋识别为例，详细讲解操作步骤：

第一步：点击【绘新图】，生成一张图纸；

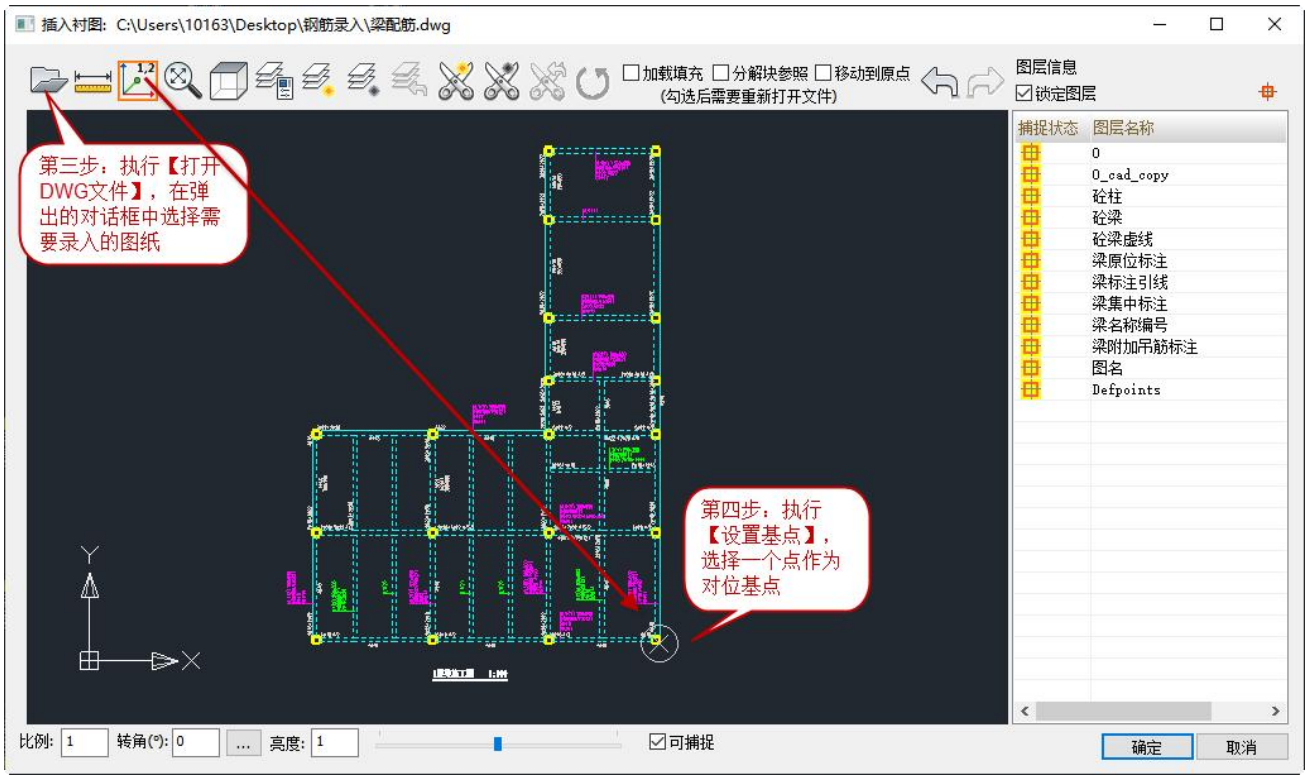
第二步：在软件右下角工具栏，执行【插入衬图】命令；



图十四

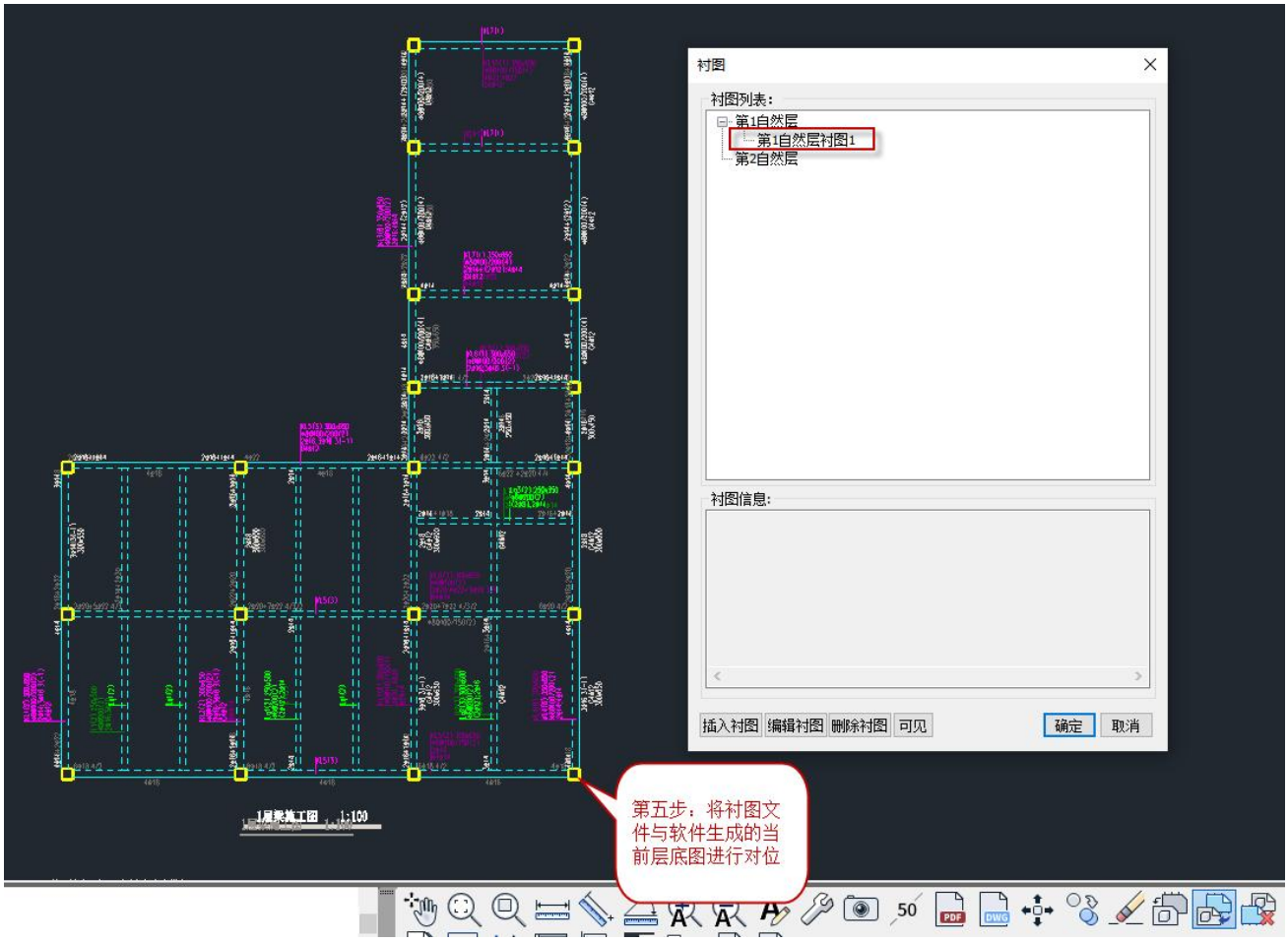
第三步：执行【打开 DWG 文件】命令，在弹出的对话框中，选择需要录入的图纸；

第四步：执行【设置基点】命令，拾取图形中的一个节点，作为该层的对位基点；



图十五

第五步:将衬图文件与软件生成的底图进行对位。



图十六

第六步：执行【实配录入】→【读 CAD 图】后，弹出如图十七所示对话框，在该对话框中，可以直接从平面衬图中选择标注图素所在的图层或者图素，选择完成后点击【导入钢筋】按钮；

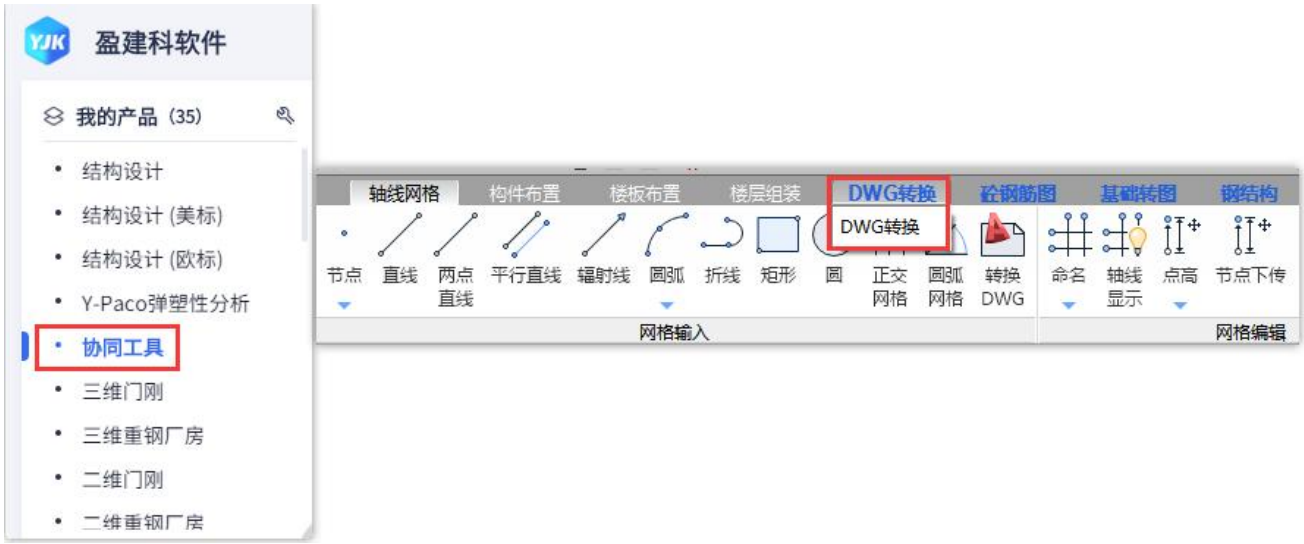


图十七

钢筋导入完成后，程序自动跳转到钢筋数据识别关联界面。后续操作步骤与方式一的第七步至第九步相同，此处不再重复说明。

方式三：协同工具软件（XTGJ）【DWG 转换】录入

盈建科协同工具软件提供的【DWG 转换】主菜单，如图十八所示。使用该菜单，既可以通过 DWG 图纸进行多专业的模型转换，也可以识别结构专业的实配钢筋。YJK 全程依靠自主平台，采用 AI 智能分析方法，几乎不需要什么操作，可一键录入全楼施工图纸的钢筋，并保存为 YJK 施工图数据。

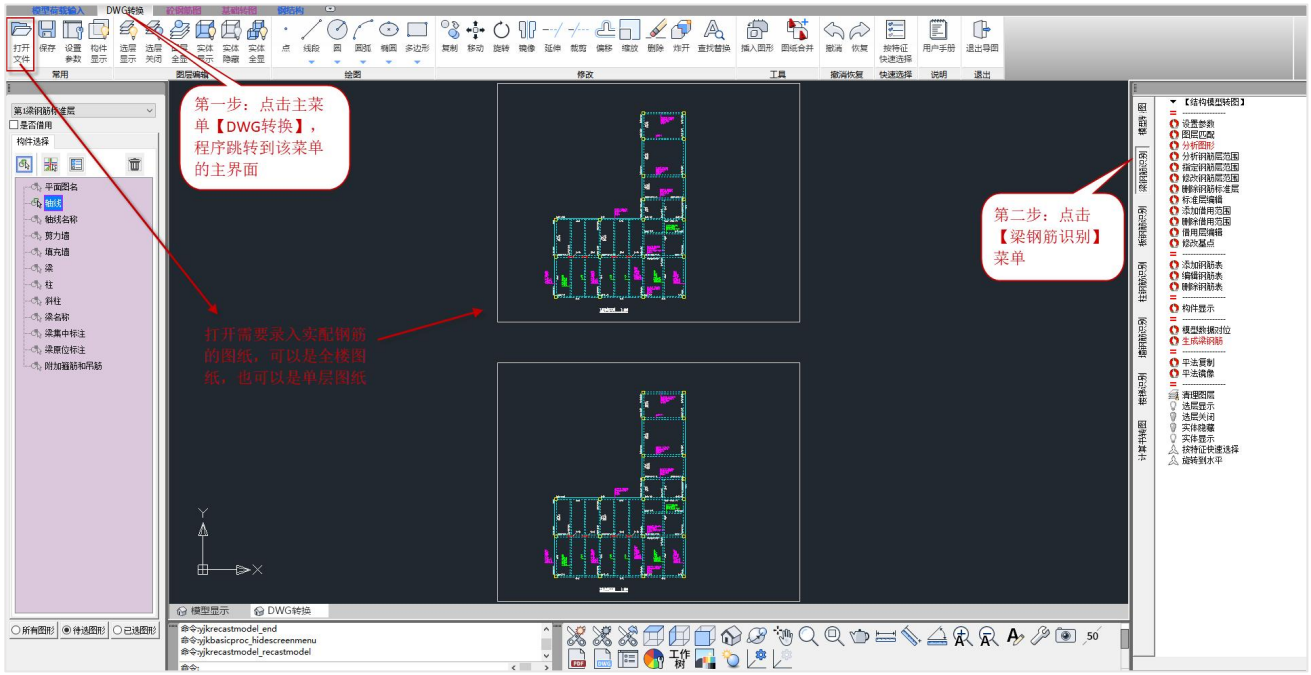


图十八

以下以梁的钢筋识别为例讲解具体的操作步骤：

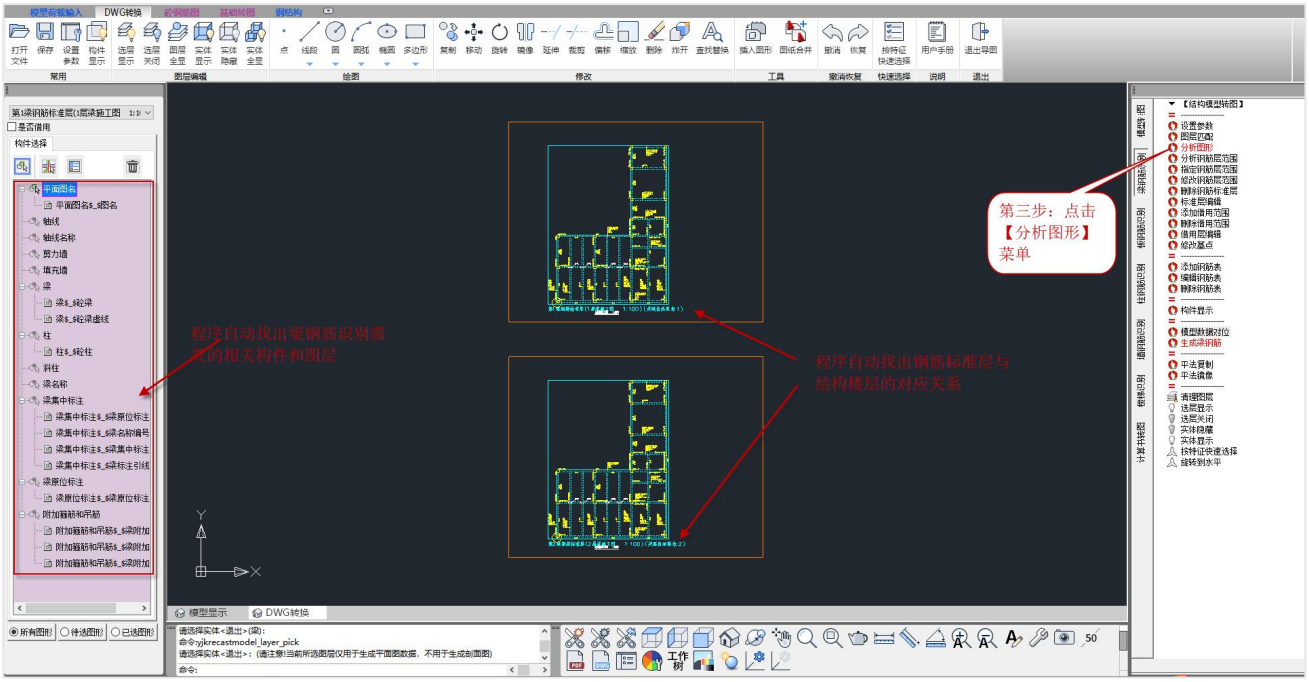
第一步：点击主菜单【DWG 转换】，程序跳转到该菜单的主界面；

第二步：点击右侧竖向菜单中的【梁钢筋识别】，软件即进入梁的钢筋识别状态。打开需要录入实配钢筋的图纸，可以是全楼图纸，也可以是单层图纸；



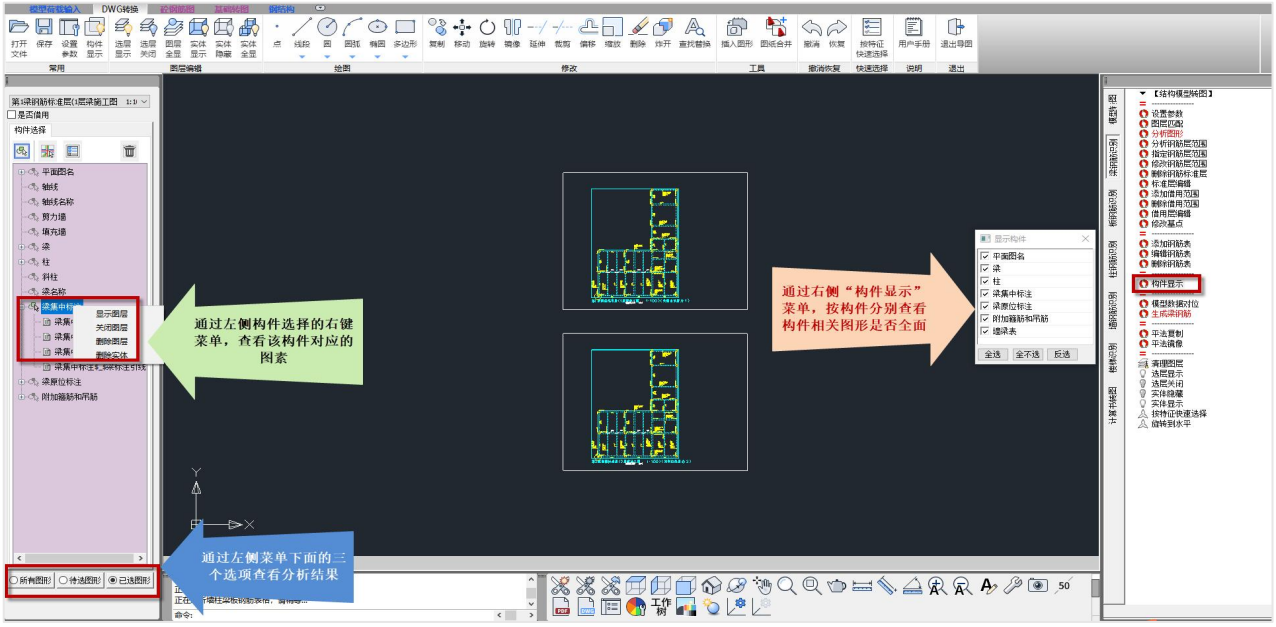
图十九

第三步：点击【分析图形】，程序自动找出梁钢筋识别需要的相关构件和图层，并智能匹配钢筋标准层与结构楼层的对应关系，完成初步分析。



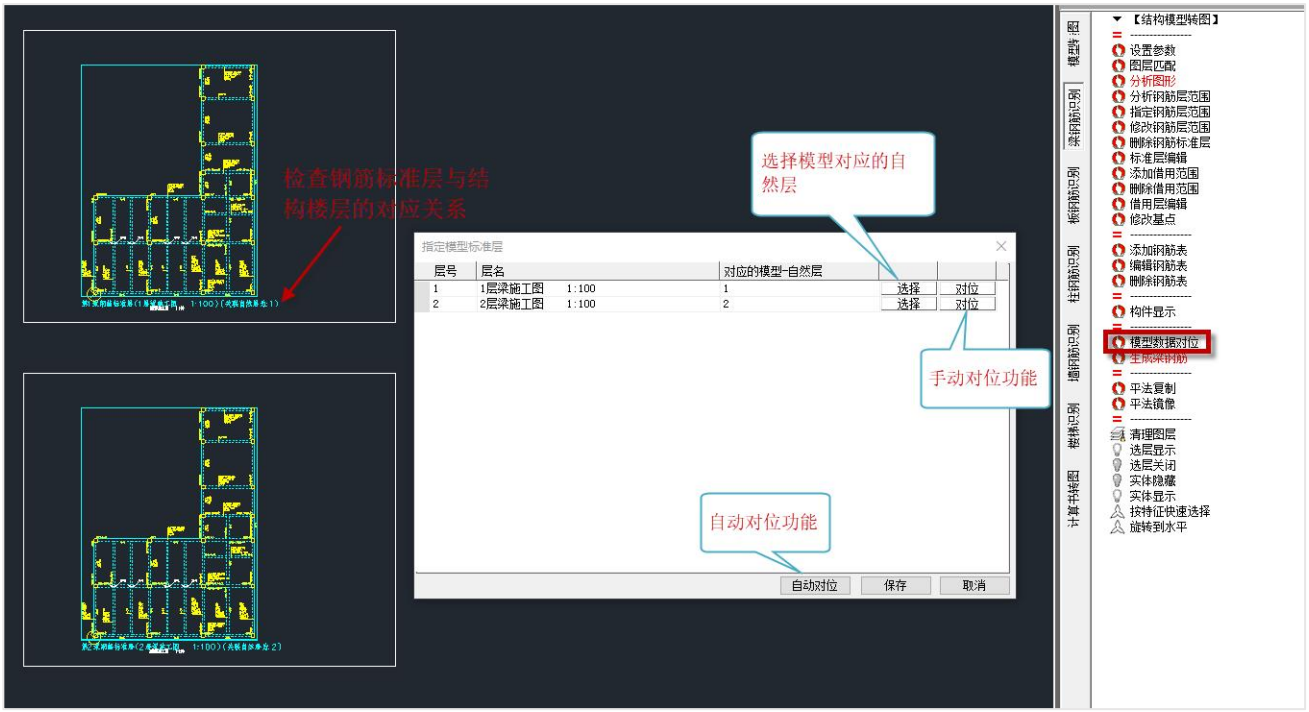
图二十

第四步：检查分析结果。这一步是对前一步自动分析的结果检查，如果有问题需进行补充修正。对分析结果需在两个方面进行检查，第一方面是检查各层平面上各类构件和钢筋标注识别是否正确，常见的检查方法如图二十一所示：



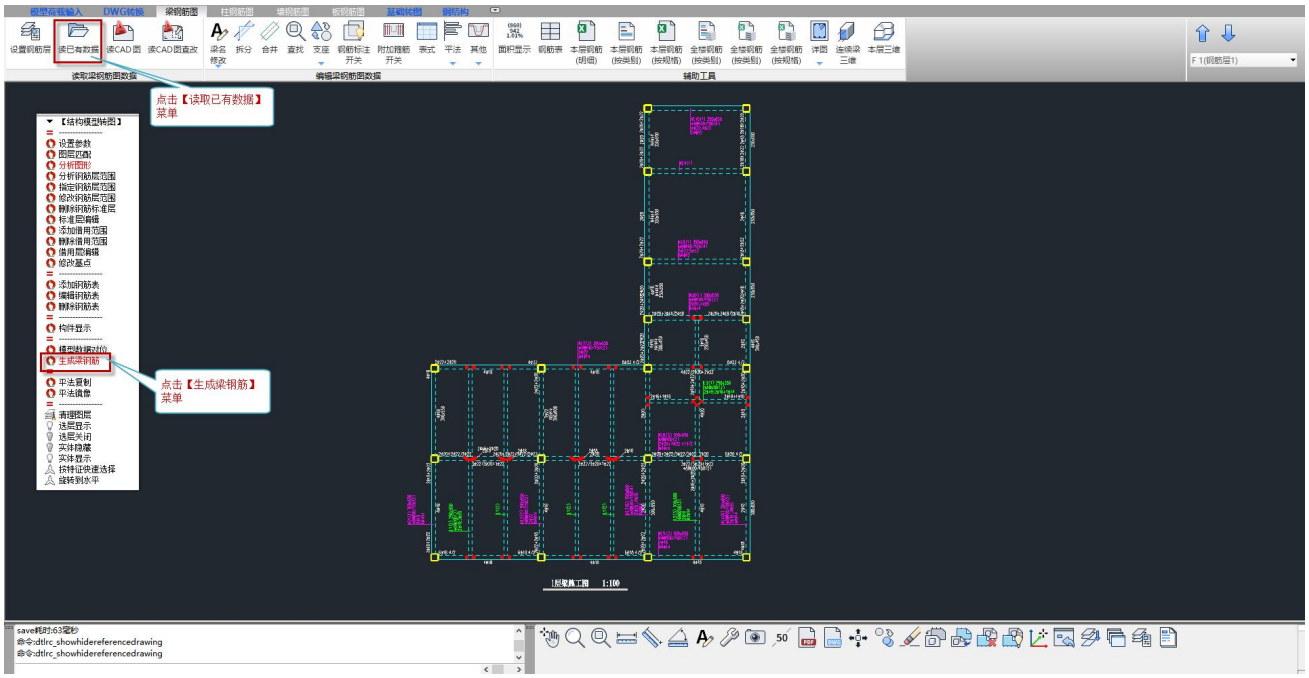
图二十一

第二方面是检查钢筋标准层与结构楼层对应是否正确，如果不正确，可以通过【模型数据对位】功能进行修改，如图二十二所示：



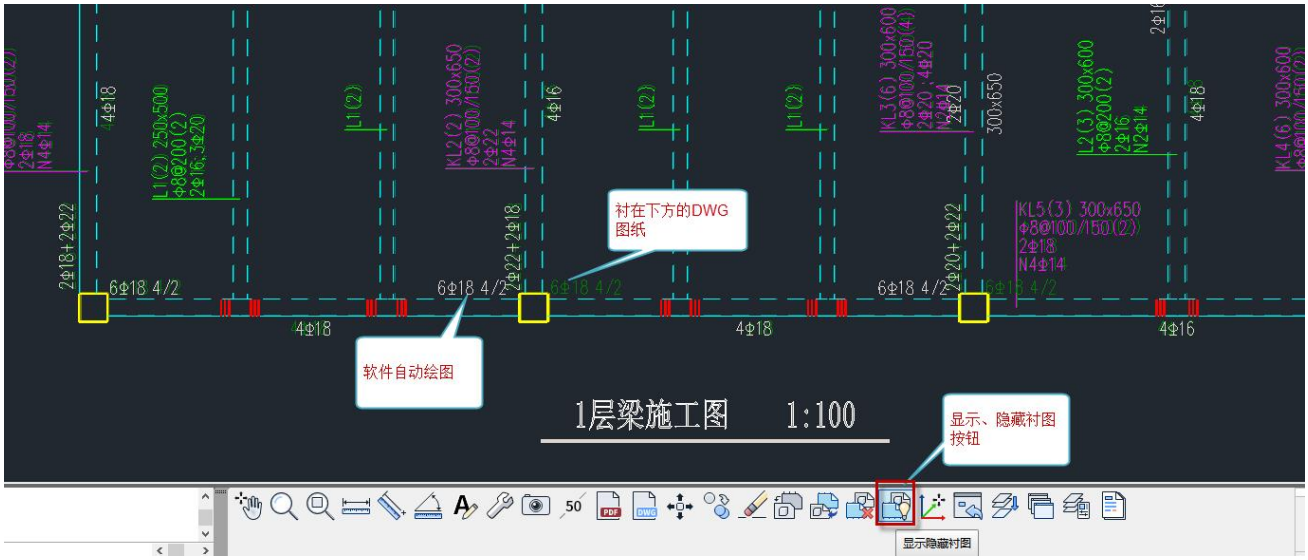
图二十二

第五步：检查分析结果无误后，点击【生成梁钢筋】，软件启动梁钢筋自动生成程序，并跳转到梁钢筋图主菜单界面。进入梁钢筋图菜单后，点取上面的【读已有数据】菜单，显示的界面如图二十三所示，至此，读 DWG 图纸进行实配钢筋录入完成。



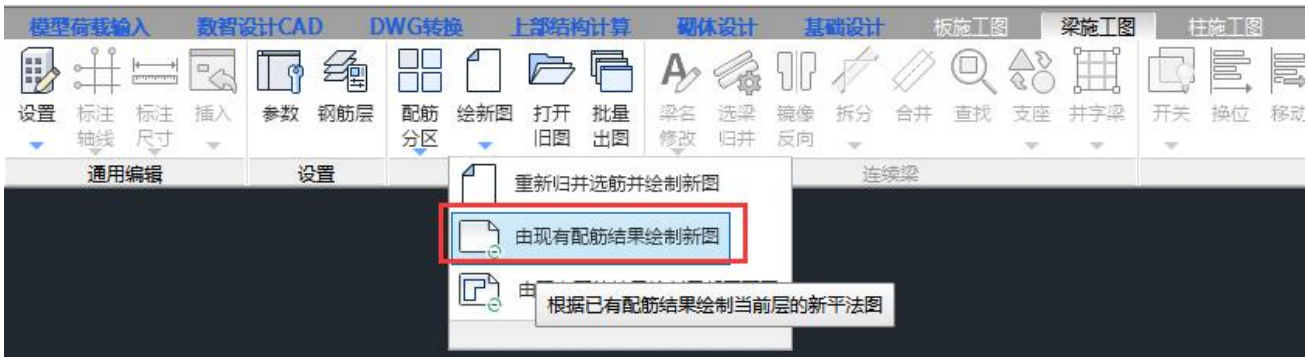
图二十三

采用此种方式，软件会自动把原 DWG 图作为衬图显示在下面，把软件识别出的梁钢筋按平法的方式画在上面，即新图和原图同时显示，如图二十四所示，这样方便用户检查对比识别的结果。如果出现红色标注，则表示软件未能识别的梁钢筋，需要用户在这里按实际配筋补充输入。



图二十四

需补充说明的是，除了 XTGJ（协同工具） 模块外，在 YJK 的多个核心模块也设置了【DWG 转换】菜单，如结构建模模块、鉴定加固模块、绿建模块、BIM 相关模块、施工相关模块等，其功能和操作与所述基本相同。需要注意，如果是用其他模块，当最后一步跳转到【梁施工图】界面下时，需要点击【由现有配筋结果绘制新图】来生成 YJK 施工图，如图二十五所示：



图二十五

此外，需要了解的是，【模型数据对位】功能从 YJK 软件 V7.0 版本开始才提供，因此 7.0 之前的版本，需要新建工程先用 DWG 图纸转模型后，再进行钢筋识别，不能在已有模型的基础上仅进行钢筋识别。并且 V7.0 版本只提供手动模型数据对位，从 V8.0 版本开始同时支持自动模型数据对位和手动模型数据对位两种方式，大幅提升了对位效率和准确性。

方式四：施工图及工程校审软件（YASD-GCJS）【审+YJK 数据】模式录入

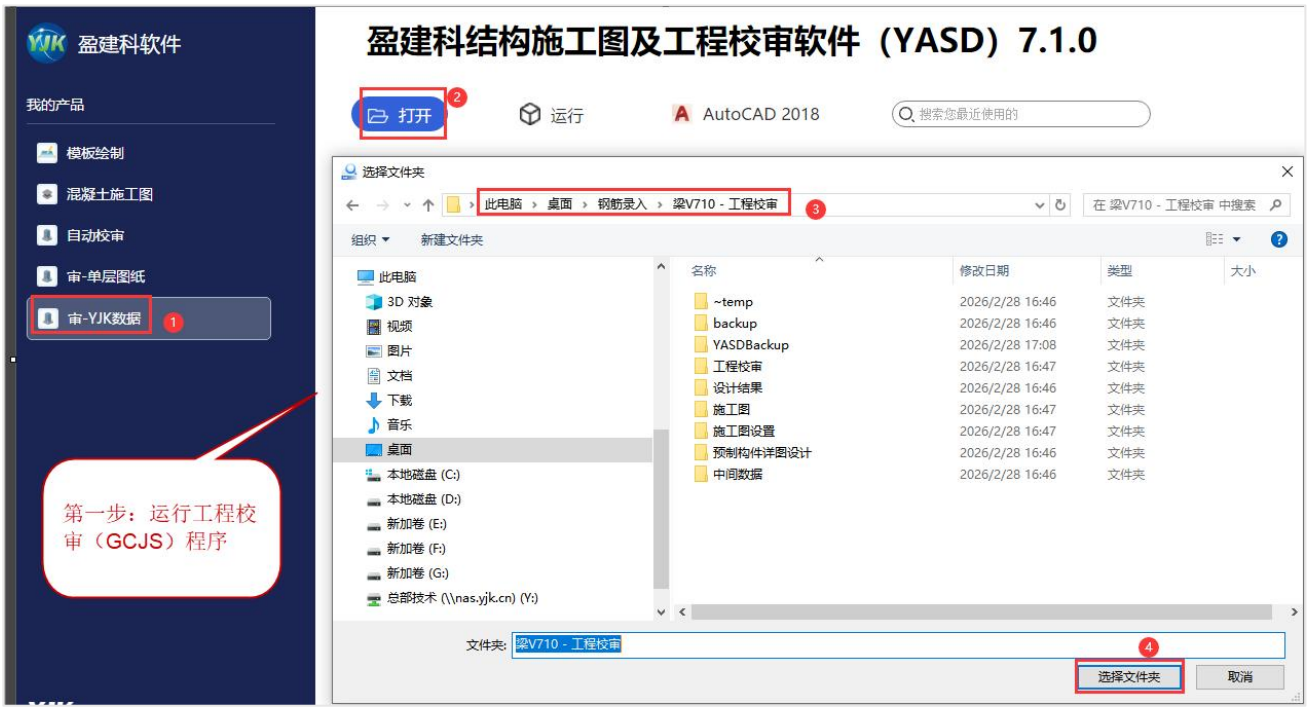
无论是在 YJK-D 软件还是在 XTGJ 软件中录入实配钢筋，都是在 YJK 软件自主平台下进行操作，而盈建科的施工图及工程校审软件（YASD-GCJS），还可以利用 YJK 数据和 CAD 平台相结合的方式来录入 DWG 图纸的实配钢筋，充分发挥两者各自的优势。如图二十六所示：



图二十六

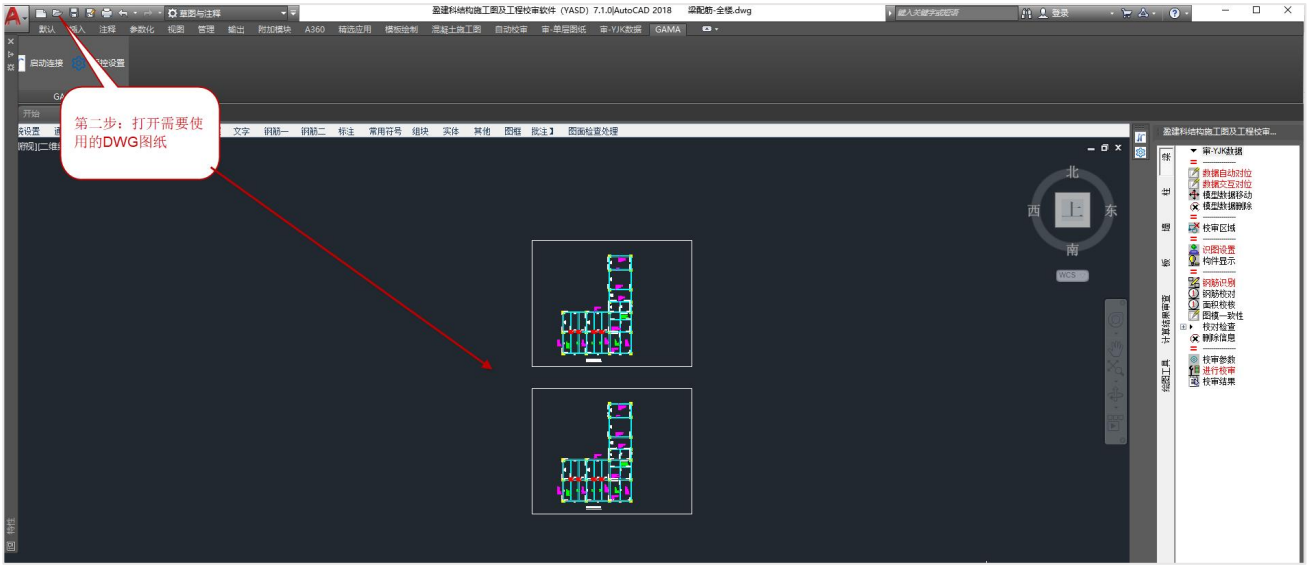
以下以梁的钢筋识别为例讲解具体的操作步骤：

第一步：在 YASD-GCJS 软件主界面上切换到【审+YJK 数据】模式，点击【打开】，选择需要录入实配钢筋的模型所在工程文件夹（该模型已经完成计算和设计），运行校审程序，如图二十七所示：



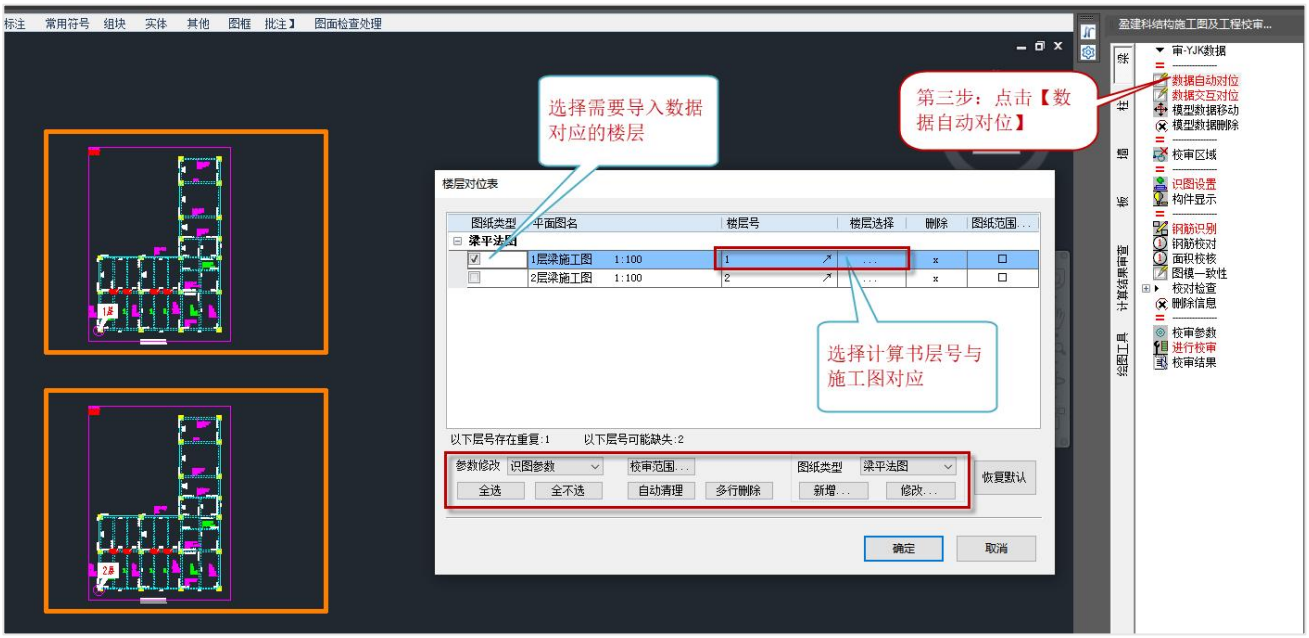
图二十七

第二步：在 CAD 软件中打开需要使用的 DWG 图纸，如图二十八所示：



图二十八

第三步：点击【模型数据对位】命令，在弹出的楼层对位表对话框中勾选要导入的数据对应的楼层，如图二十九所示，注意检查数据与施工图是否对应。该对话框中还可以进行识图参数、校审范围、图纸类型等设置和修改。完成设置后，点击【确定】，程序自动将数据对位。



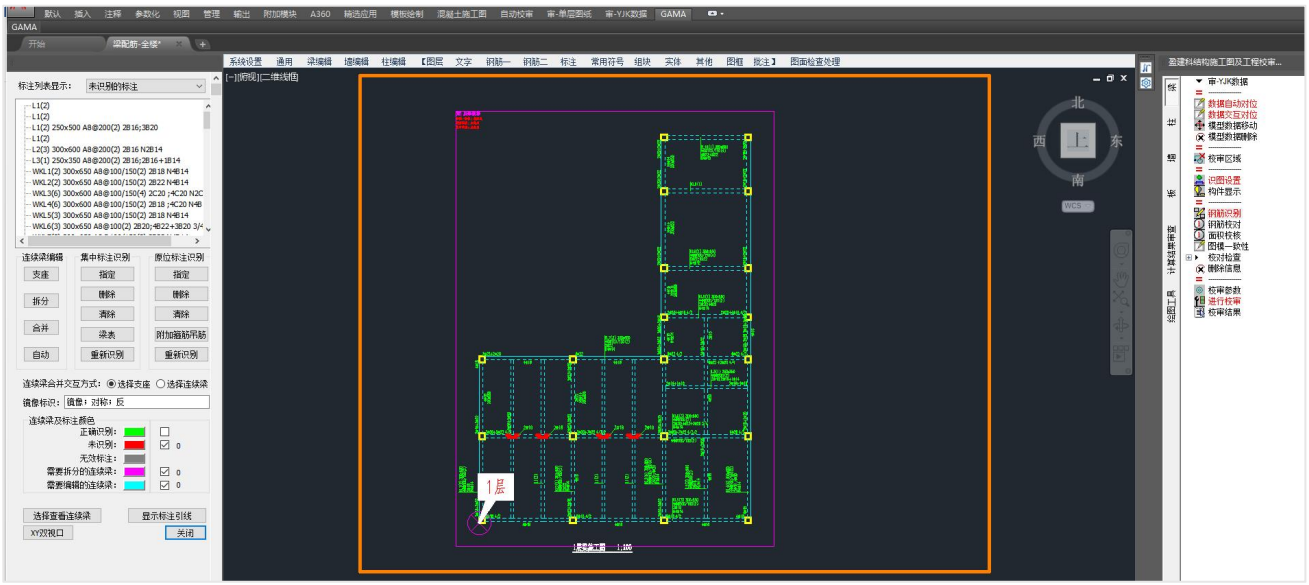
图二十九

第四步：点击【钢筋识别】，然后在要识别的平面图内任意拾取一点，如图三十所示：



图三十

第五步：程序跳转到钢筋识别界面，其中正确识别的 CAD 标注显示为绿色，其他颜色均为未正确识别。如果没有正确识别，可根据具体颜色对其进行连续梁编辑、拆分，或者钢筋手动指定识别，如图三十一所示：



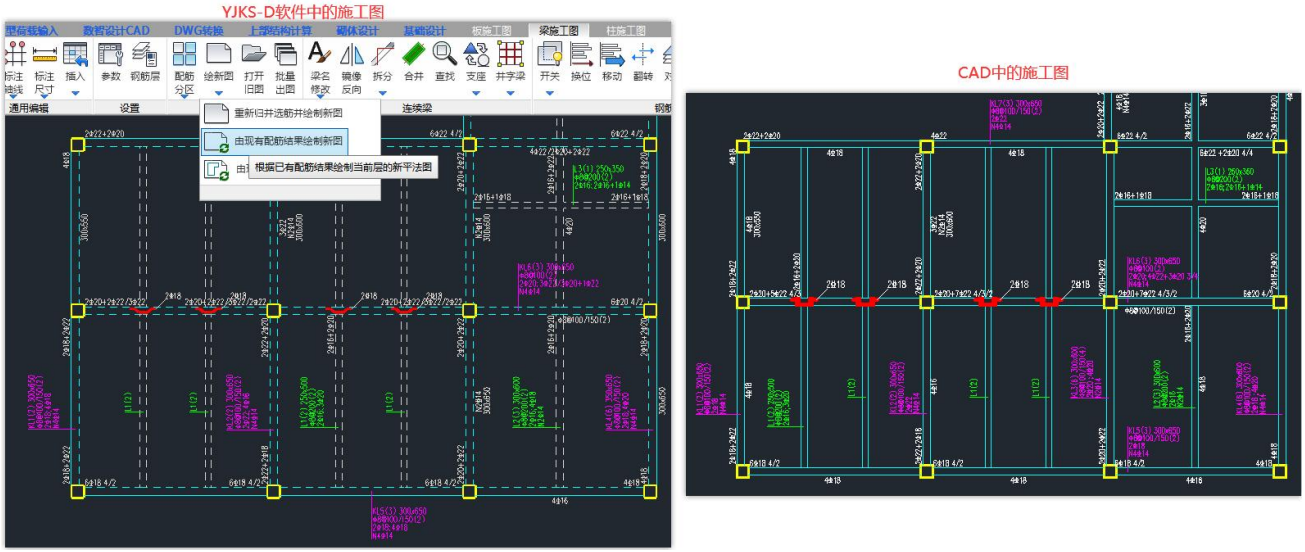
图三十一

点击【关闭】后，钢筋录入完成，程序将自动在模型工程路径下的施工图文件夹中生成梁施工图钢筋录入的数据文件 dtlRcBeam.ydb，如图三十二所示：



图三十二

此时再到盈建科结构设计软件中打开 YJK 模型，切换到施工图模块，点击【由现有配筋结果绘制新图】，可以看到两者一致，钢筋已经成功录入，如图三十三所示：



图三十三

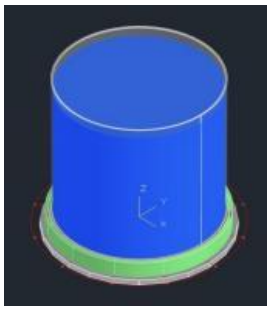
从 YJKS-D 的单层精确定位，到 XTGJ 的全楼一键智能识别，再到 YASD-GCJS 的审图协同录入，四种方式构建了盈建科软件 DWG 图纸钢筋录入的完整方法体系。无论是单张图纸的精细处理，还是全楼模型的批量转换，均可实现实配钢筋数据的高效数字化。灵活运用这些工具，可大幅提升录入效率和准确性，为施工图校审、结构加固改造及 BIM 模型应用提供可靠的数据支撑，助力结构设计工作向智能化、高效化升级。

第25节 盈建科钢制立式储罐基础中的荷载核算

盈建科储罐地基基础设计软件（Y-STF）是一款石油化工行业储罐地基基础设计的专用软件，它采用参 数化建模方式，可高效简捷的进行钢制储罐设计。从 2023 年发布以来，储罐基础软件受到了工业设计工程 师的关注并被广泛使用。近日有工程师对盈建科钢制立式储罐基础参数化建模中的几个荷

载（重量），以及 平衡校核中的荷载计算，产生了疑问。为此，本文做了详细的手工核算，解除了工程师的疑虑，让工程师们 更加放心的使用软件！

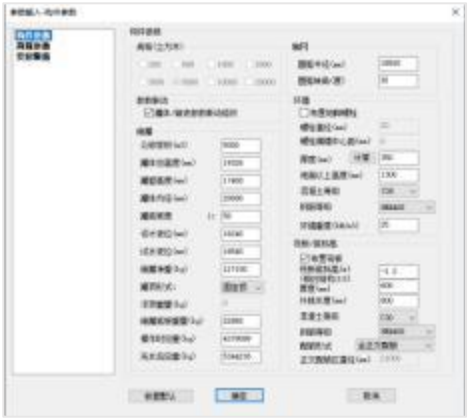
本文以 V7.0 版本 5000 立方米的钢制立式储罐为例，对储罐的荷载进行核算。各参数均按软件初始默认数值。



立式储罐基础模型



V7.0 版本5000立方米立式圆筒储罐



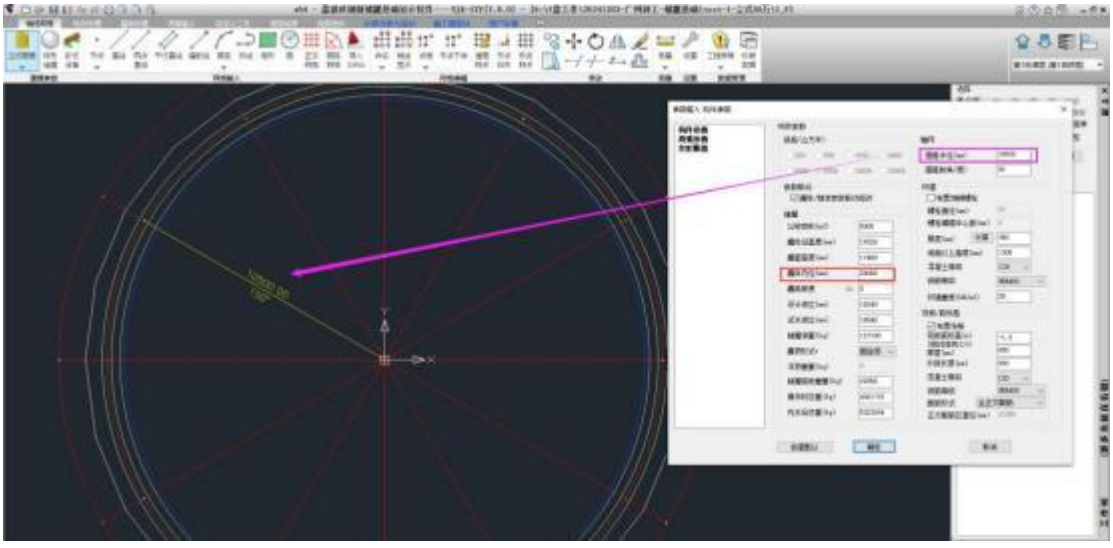
构件参数



荷载参数

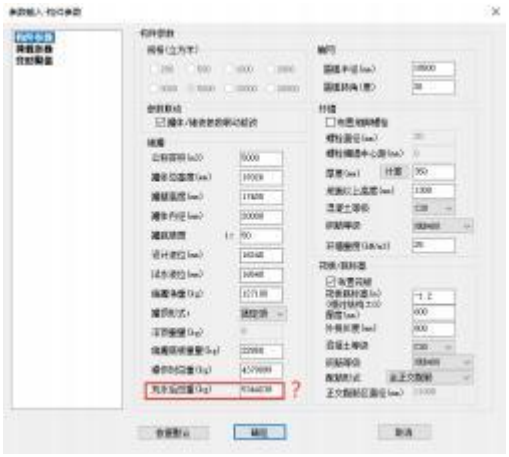
一、罐体内径是20m，环墙半径 10.5m 是如何得到的，与工程经验不符？

回复：环墙半径读取的是【构件参数】中的【圆弧半径】，软件默认为 10.5m，如果认为软件默认的环 墙半径不合理，可以修改。



二、【构件参数】中“充水后总重”是如何计算的？

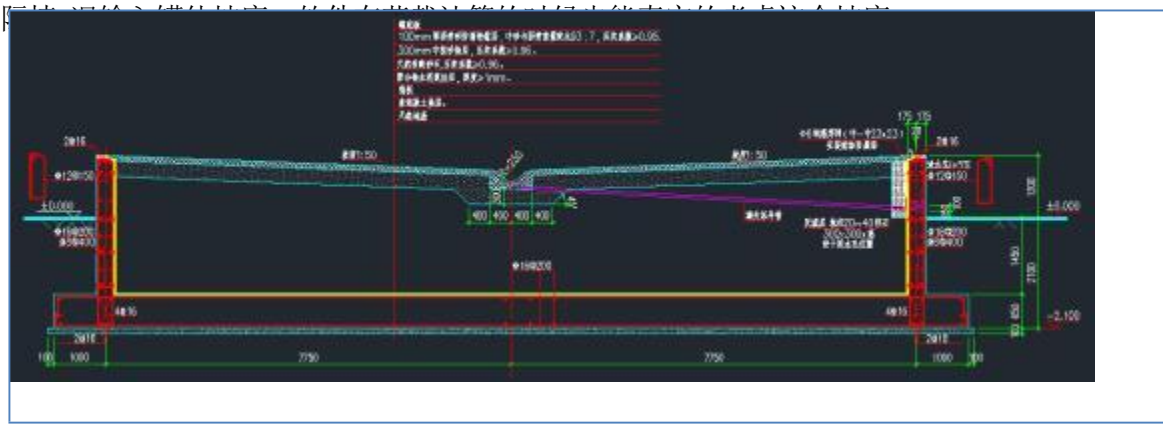
充水后总重为水的重量与储罐净重之和： 1271+10x3.14x102x16.54=53206.6kN=5320660kg，为何与参数建模中软件自动计算的 5344238kg 存在差异？





回复：充水后总重是储罐净重、充水总重，当罐底有坡度时包括坡度上圆锥范围内的水重。

立式储罐底板有一定的坡度（如下图），这是为了确保油品能够顺利排出，防止积聚和滞留。通常， 储 罐罐底的坡度为 1%~2%的斜率，以确保油品能够顺利排出。软件能够考虑罐底坡度，用户可以根据实际



1．罐底坡度为0





储罐净重

127.1t=1271kN 试水

液位 16.540m

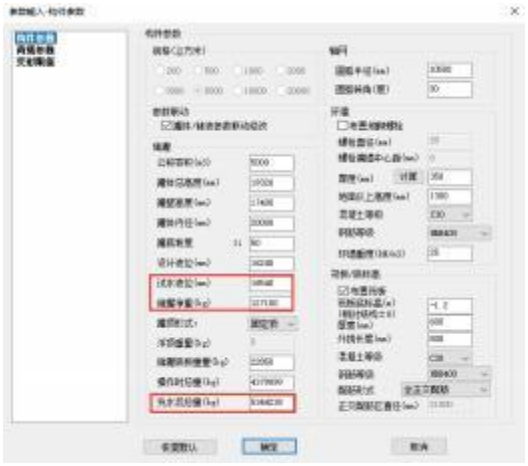
罐体内径 20m，罐体内半径

10m 水容重 10kN/m^3

试水总重：10x16.54x3.1415926x10x10=51961.9416kN

充水后总重（储罐净重+试水总重）：1271+51961.9416=53232.9416kN=5323294.16kg 与软件计算 5323294 一 致。

2．罐底坡度为 1:50





储罐净重

127.1t=1271kN 试水

液位 16.540m

罐体内径 20m，罐体内半径

10m 水容重 10kN/m^3

圆柱体试水重

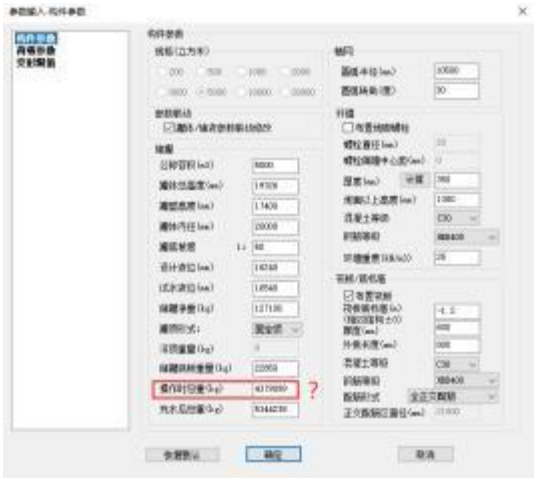
10x16.54x3.1415926x10x10=51961.9416kN 罐底坡度

1:50，罐底圆锥高度 10/50=0.2m

罐底圆锥内水重 10x3.1415926x10x10x0.2/3=209.4395kN

充水后总重=1271+51961.9416+209.4395=53442.3811kN=5344238.11kg，软件计算 5344238kg 一致。

三、【构件参数】中“操作时总重”是如何计算的？储罐净重与储液重量之和为 1271+8.3x3.14x10^2x16.24=43595.688kN=4359568.8kg 与软件计算的 4379099kg 有差异？





回复：与“充水后总重”的计算方法一致，操作时总重为储罐净重与储液总重之和，当储罐底板有坡度 时，需要考虑圆锥内储液的重量。

核算过程如下：

储罐净重

127.1t=1271kN 设计

液位 16.240m

罐体内径 20m，罐体内半径

10m 储液容重 8.3kN/m^3

圆柱体储液重

8.3x16.24x3.1415926x10x10=42346.1550kN 罐底坡度

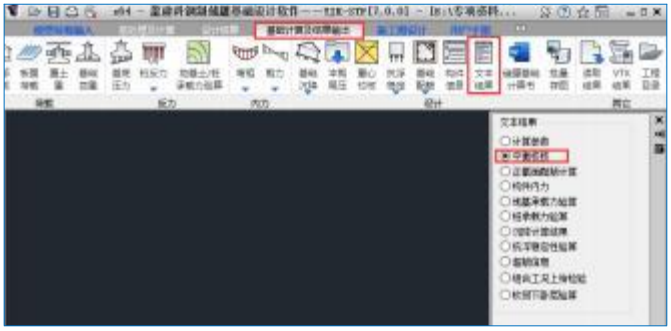
1:50，罐底圆锥高度 10/50=0.2m

罐底圆锥内储液重 8.3x3.1415926x10x10x0.2/3=173.8348kN

储液总重=1271+42346.1550+173.8348=43790.9898kN=4379098.98kg，软件计算4379099kg 一致。

四、平衡校核中恒载的上部荷载、板面荷载、自重是如何计算的？恒载的上部荷载为何与储罐净重不一 致?









回复：首先我们要知道上部荷载指什么？储罐的总的恒载（自重）就是恒载的上部荷载吗？在主程序基 础模块中，上部荷载指通过竖向构件传递到基础的荷载。储罐基础也一样，立式储罐基础通过环墙传递荷 载，所以环墙传递到筏板的荷载即为上部荷载。储罐自重可以分为两部分，一部分是除底板外的其余重量，这部分重量直接作用在环墙上，通过环墙传递到基础，这部分荷载为上部荷载；另一部分是储罐的底板，其 直接作用在填料上，和填料一起作用在筏板上，是筏板的板面荷载。环墙的自重，也是通过环墙传递到基础， 故环墙的自重也是上部荷载。

通过上面对上部荷载的解释，我们知道了，恒载中的上部荷载包括作用在环墙上的除底板外的储罐自 重、环墙自重。储罐底板和填料一起作用到筏板上，为筏板的板面荷载。恒载下的自重就是基础自重，即筏 板重。需要注意，目前软件中填料荷载没有扣除有坡度的圆锥范围内的填料重量，后续版本我们会完善这个 问题。

（1）板面荷载

板面荷载由储罐底板自重和筏板上的填料构

成。 核算过程如下：

填料重度

18kN/m3 填料

高度 1.9m

填料面荷载

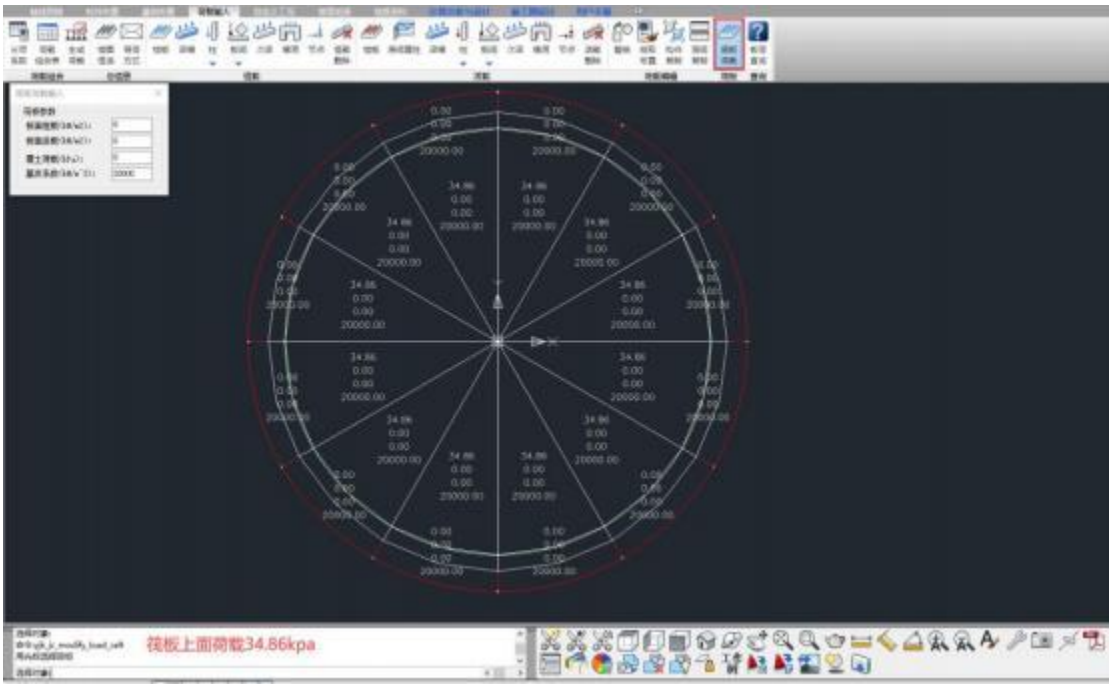
18x1.9=34.2kpa 储罐底

板重量 228.5kN

储罐底板在筏板上的面荷载：228.5/（3.14x10.5x10.5）=0.66kN/m2

筏板板面面荷载：34.2+0.66=34.86kN/m2 与荷载输入中筏板板面荷载一致

板面荷载：（34.2+0.66）x3.14x10.5x10.5=12068.0091kN，平衡校核中筏板板面荷载为 12058.7kN， 误差（12068.0091-12058.7）/12068.0091=9.3091/12068.0091=0.00771%



（2）上部荷载

上部荷载指由环墙传递到筏板的荷载，包括除储罐底板外的储罐自重和环墙自重。 核算过程如下：

储罐净重 1271kN，储罐底板重量 228.5kN

储罐除底板外其余重量 1271-228.5=1042.5kN

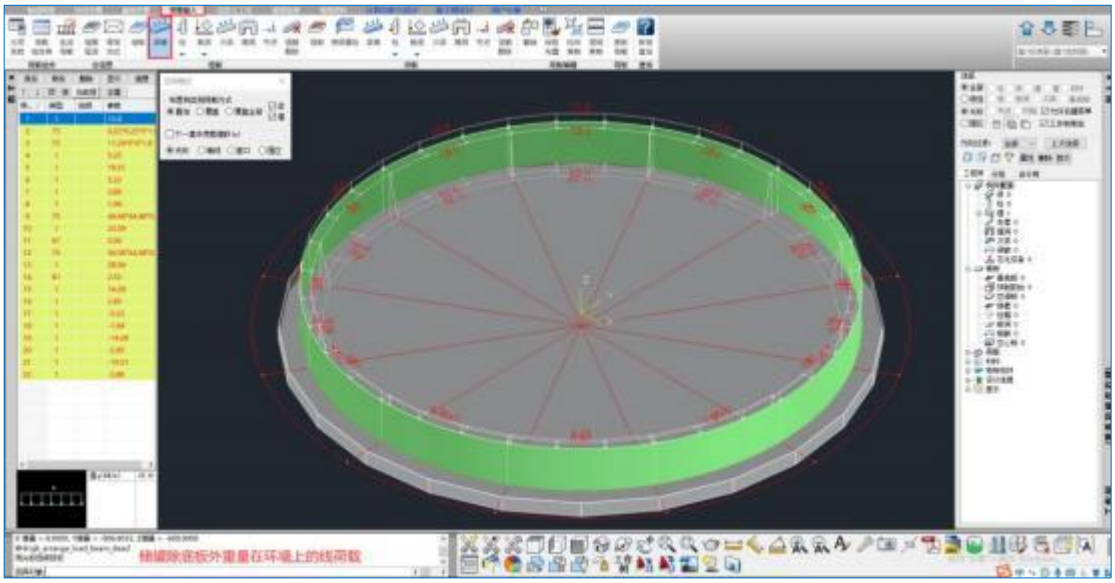
(环墙上线荷载：1042.5/（3.14x10.5x2）=15.8kN/m 与荷载输入中的恒载线荷载一致。 环墙上线荷载的总和：15.8x3.14x10.5x2=1042.5kN）

环墙厚度 350mm，环墙重度 25kN/m3，环墙地面以上高度 1.3m，筏板底标高-1.2m，筏板厚 0.6m，筏板外 挑 0.8m，故环墙高度 1.3+1.2-0.6=1.9m

环墙重：25x3.1415926x2x10.5x0.35x1.9=1096.808516kN

上部荷载（环墙传递的储罐重（不包括底板）+环墙重）：

1042.5+1096.808516=2139.3085kN 与平衡校核中的 2139.3kN 一致。



（3）自重

此处自重指基础自重，即筏板重。筏板厚 0.6m，筏板外挑0.8m。

故筏板重为 25x3.1415926x（10.5+0.8）x（10.5+0.8）x0.6=6017.2494kN，平衡校核中5956kN,误差 （6017.2494-5956）/6017.2494=61.2494/6017.2494=1.017% 。

误差是如何产生的呢？软件是按多边形来模拟圆形的，故多边形的面积即为圆的面积，手算是按圆形面 积来计算的，故存在一定的误差。我们从下面两个方法分别计算筏板的面积，再来核算筏板自重。

1）按多边形计算筏板面积

因为轴网中输入圆弧转角是 30 度，按正二十四多变形，即 24 个三角形，三角形的顶角角度是 15 度， 两个底角是82.5 度。

三角形的高 11.3xsin82.5

三角形的底 2x11.3xcos82.5

二十四边形面积 24x（11.3xsin82.5）x（2x11.3xcos82.5）/2=396.5832m2

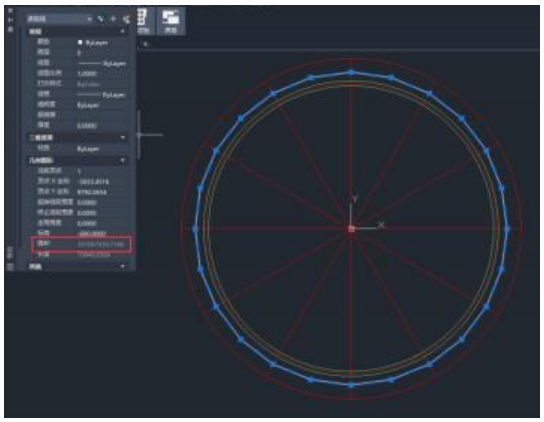
筏板重：25x396.5832x0.6=5948.748kN，平衡校核中5956kN，误差（5956-5948.748）/5956=7.252/5956=0.12%。

2）cad 中查看筏板实际面积

将筏板导入到cad 中查看软件中筏板实际面积，Cad 中查看筏板的面积为397.067939m2 ，则筏板重： 25x397.067939x0.6=5956.019m2 与平衡校核中5956kN 一致。

由此可见，对于筏板重，手算是按圆形面积计算，而软件是按多边形计算有误差，故手算与软件计算 的结果有误差。



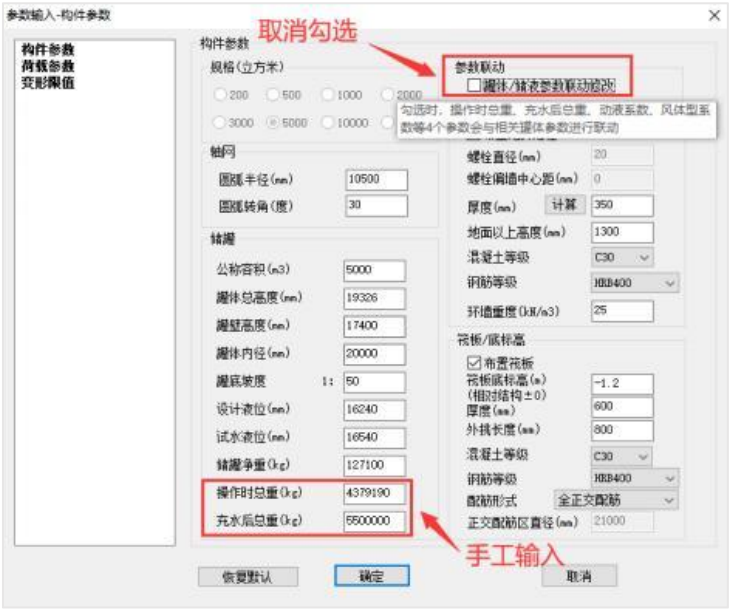




五、是否能手工输入充水后总重、操作时总重？

回复：【参数输入-构件参数】中有参数联动【罐体/储液参数联动修改】。勾选此参数时，操作时总 重、充水后总重、动液系数、风荷载体型系数等4 个参数会与相关罐体参数进行联动。当把鼠标悬停到 【罐体/储液参数联动修改】，软件会给出此参数的解释。

所以，如果工程师不想按软件自动计算的充水后总重、操作时总重，想自己输入，可以取消勾选【罐 体/储液参数联动修改】，这时就可以按自己需要输入操作时总重和充水后总重。



以上就是钢制立式储罐基础中的荷载核算，相信通过这篇文章，设计师们对软件的荷载计算有了更进 一步的了解，对立式储罐基础荷载的构成更加清晰明确，对软件荷载计算的准确性更加的放心！工程师们 可以放心使用盈建科储罐基础软件，提高设计效率！

第 26 节 大直径预应力混凝土储煤筒仓设计研究

宁业辉　中铁工程设计咨询集团有限公司济南设计院

摘要

【摘 要】：以邹平铁路专用线货场工程 6 个直径Φ30m 筒仓工程为例，结合《无粘结预应力混凝土结构技术规程》、《钢筋混凝土筒仓设计标准》及其他相关规范、设计手册等，从预应力筒仓设计方案、预应力和非预应力钢筋的估算、实际有效预应力的计算、温度作用、地震作用、贮料压力荷载等方面，对预应力混凝土圆形筒仓的设计要点难点进行了研究与总结。通过有限元模型计算对桩基反力、筏板受力、仓壁应力以及裂缝控制进行分析，直观形象地展示了筒仓结构在各工况下的力学性能，为类似工程提供借鉴和参考。

一、工程概况

1. 本工程为新建邹平县交通基础设施建设投资有限公司铁路专用线货场工程 6 个直径 30m 筒仓，建设地点位于山东省邹平市，单仓容积 30000m^3，单个仓容 2.7 万 t，总储量 16.2 万 t，仓体采用预应力钢筋混凝土结构，仓底采用框架柱+筒壁支承，基础采用桩基+筏板基础。

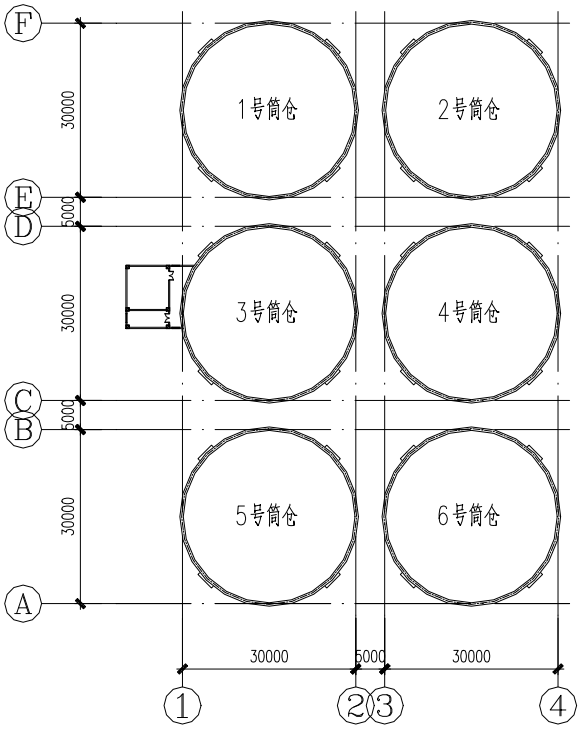
2.本工程设计使用年限按 50 年考虑，结构安全等级：二级，结构重要性系数 1.0，抗震设防类别：丙类。基础设计等级为丙级。抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0.10g，设计地震分组为第三组，地震动反应谱特征周期为 0.65s，场地类别为Ⅲ类。

基本风压（50 年重现期）：W0=0.40kN/m^2；

基本雪压（50 年重现期）：W0=0.45kN/m^2。

计算软件采用采用北京盈建科软件股份有限公司 YJK 建筑结构设计软件系统（V2.0.3 版）进行建模计算，采用 MIDAS/Gen 有限元分析软件进行校核。

3.筒仓分区示意图（3、4 号仓顶室为四层框架，1～2、5～6 号仓顶室为单层框架，筒仓主体结构重点以 3、4 号筒仓为例计算）



筒仓分区示意图 1:1000

二、荷载标准

1. 自重

钢筋混凝土容重按 26kN / m3，电煤容重按照 10kN / m3；

2. 仓顶室荷载取值

仓顶室楼面恒载取值 1.54kN/m2，楼面活荷载取值为 4kN/m2，设备吊车荷载按工艺提资施加。

荷载估算：

单仓贮料自重计算：$\gamma\pi R^2 h_n$=10*3.14*15*15*45=317925kN

以 3 号仓为例，

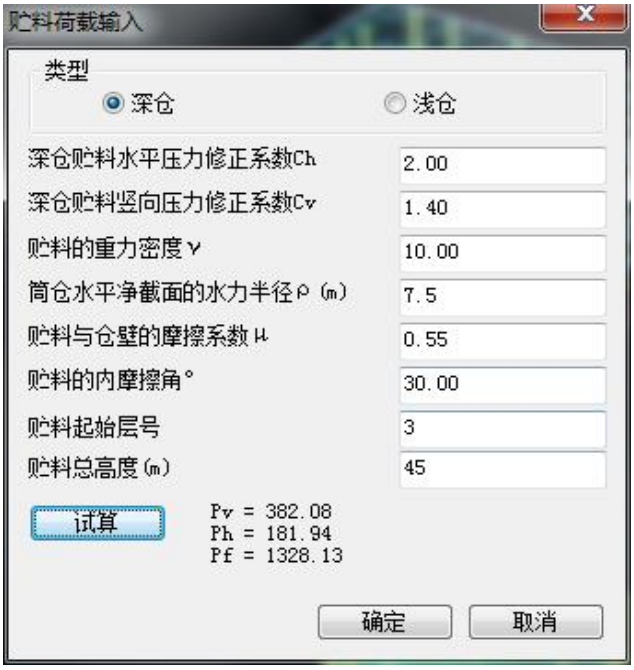
仓上建筑物恒载标准值：170619.2kN，活载标准值：12358.6kN，

筏板和覆土自重：3.14*18.5*18.5*2*25+3.14*18.5*18.5*2.5*18=102093kN

估算总重标准值 317925+170619.2+12358.6+102093=602996kN

3. 荷载输入

本工程圆筒仓的高径比 hn/dn=45m/30m=1.5,按照圆形深仓计算，本文利用盈建科软件开发的贮料压力施加的功能，比较真实地模拟贮料压力随煤仓高度变化的特点，程序自动计算水平压力 Ph、竖向压力 Pv、侧壁摩擦力 Pf 如下表，自定义工况中贮料荷载分项系数定义如下表：

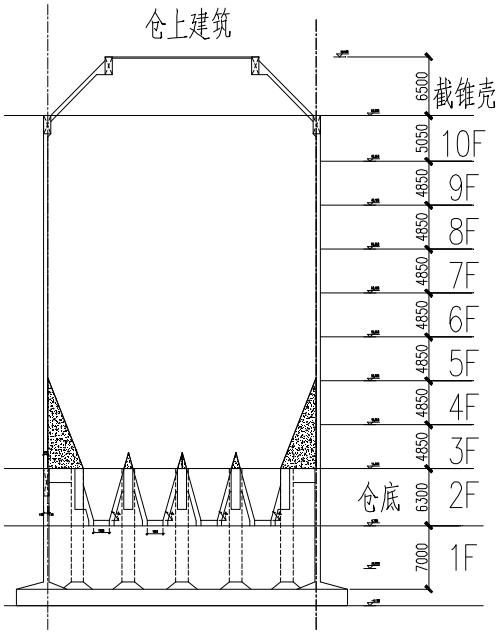


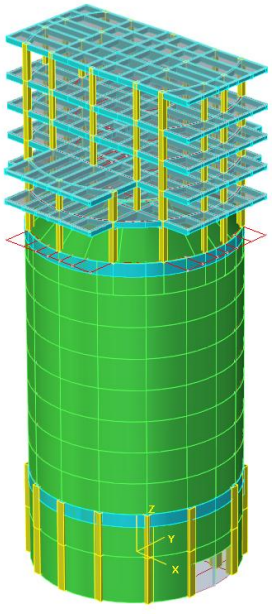


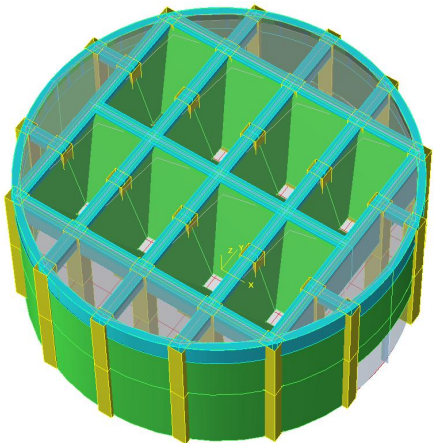
与《钢筋混凝土筒仓设计标准》给出的深仓贮料压力公式手算对比分析，程序施加无误。

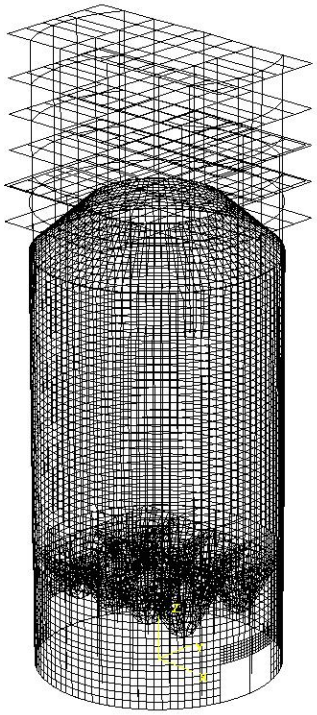
三、模型建立

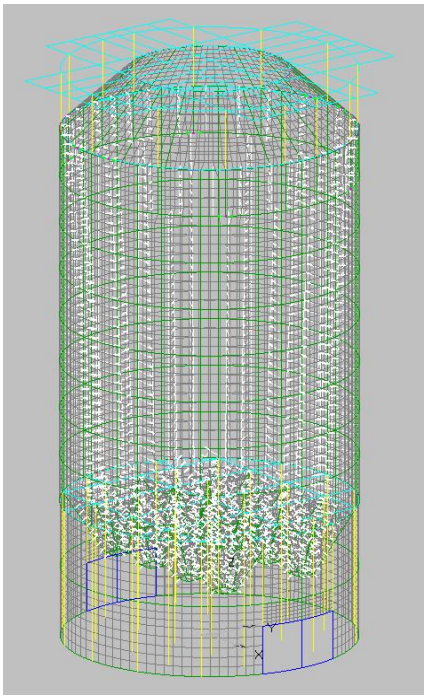
仓底结构为筒壁+钢筋混凝土框架结构，将仓壁分层建模，截锥壳部分采用斜墙建模，仓顶室为四层钢筋混凝土框架结构，模型三维图示、有限元划分、贮料荷载输入如下：



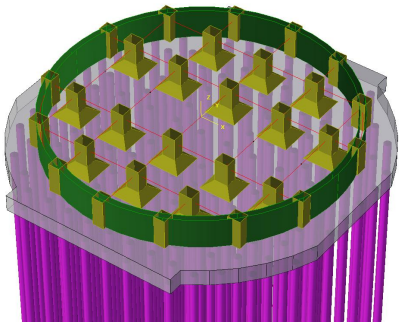








四、桩筏基础计算



基础采用桩筏基础，盈建科基础模块中建立模型如图所示。桩径采用 800mm，±0.000 相当于绝

对标高 21.50m，筏板厚度 1.80m，桩顶绝对标高为 17.400m，桩端持力层为第⑩层粉质黏土层，且桩端全断面伸入持力层不小于 1.5m，有效桩长不小于 50m，桩底标高为-32.60m。本工程单桩反力均小于竖向承载力特征值 Ra=3800kN，筏板平均沉降量 65mm 左右，均小于规范规定值 200mm，最大差异沉降为 0.17%L（L 为两测点的距离），满足规范规定的倾斜率不应大于 0.004 的要求。筏板为 1.8m 厚平板式筏形基础+局部柱墩形式，经多次优化布桩配筋，筏板受弯、裂缝（控制在 0.2mm）、抗冲切等均满足要求。

五、仓壁预应力计算

对于大直径混凝土筒仓结构，采用普通钢筋混凝土结构，单纯地通过提高混凝土强度和增加环向钢筋已难以满足裂缝控制等设计要求。《钢筋混凝土筒仓设计标准》（GB 50017-2017）第 3.3.10 条规定“直径等于或大于 21m 的仓壁、圆锥形漏斗的配筋，不能符合正常使用极限状态的设计要求时，应采用预应力混凝土结构”。将无黏结预应力技术应用于大直径混凝土筒仓，可以充分发挥技术先 进、工艺简单、施工迅速的特点，利用混凝土的高抗压强度和高强钢丝、钢铰线 的高抗拉强度特点，对仓壁施加预应力，用高强度钢材来承担仓壁的环向拉力，防止仓壁开裂，达到减小仓壁厚度，节省大量混凝土和钢材的目的。

5.1 预应力筒仓设计原则

按照规范要求并参照文献，总结预应力混凝土筒仓设计的一般原则为：

1．一般仅对环向施加预应力。采用无粘结后张法预应力混凝土结构，由预应力筋和非预应力筋共同承担。

2．预应力混凝土筒仓结构的裂缝控制等级可按 2 级考虑（为一般要求不出现裂缝的轴心受拉构件）。按荷载准永久效应组合进行设计时，混凝土不产生拉力；按荷载标准效应组合进行设计时，混凝土允许产生拉应力，但拉应力不超过 0.3ftk。荷载准永久效应组合的准永久值系数取 0.8。

3.采用后张法无粘结预应力混凝土结构.其预应力筋的张拉控制应力可按式 $\sigma_{con}=0.7f_{PtK}$ 计算。

4．预应力筒仓的最大仓壁厚度 t(mm)，可按 t=dn / 100+50 (dn 为筒仓内径，单位 mm)计算，当仓壁最大厚度超过 400mm 时，可考虑将仓体做成变截面的，厚度差不宜大于 100mm，变截面位置可在 2/3Hn 处，内表面取平。

5. 5．预应力筒仓的非预应力筋的配筋率，水平环向不小于 0.4%，直径不小于⌀ 10，间距不大于 200mm，也不小于 70mm。

垂直钢筋：仓壁应配置双层钢筋，以承受由于筒仓局部装料或预加应力时引起的弯矩，此外钢筋的数量也应能满足温度应力的仓壁所受其荷载的要求，其钢筋直径不小于⌀ 12，其它按《钢筋混凝土筒仓设计标准》有关规定进行。

6．预应力筋采用无粘结钢丝束，其局部偏差摩擦系数 K 和筋与孔道壁之间摩擦系数 μ 值，应按有关专门规定取值。必要时可按下列数值参考选用：即直线段的 K=0．0015；曲线段的 K=0.0035，μ=0.10。

7．预应力混凝土筒仓的混凝土强度等级的采用，一般不低于 C30。仓壁混凝土的保护层厚度，对预应力钢丝束不应小于 40rnm；非预应力筋不应小于 25mm。

8．预应力筋的张拉锚固点，采用沿圆周均匀分布的原则，力求钢丝束作用于圆形仓壁而引起的压应力尽可能均匀。在每一壁柱的同一截面上锚固筋的数量不得超过总数的 1/2，即锚固点要间隔设置。

9．预应力钢丝束的间距，应满足张拉端锚固面局部承压计算的要求，不小于 200mm，最大不应超过 3 倍仓壁厚度，也不得大于 1000mm。

10．预应力筒仓采用扶壁柱的型式锚固预应力筋时，其柱的外形尺寸满足局部承压面积计算要求和端部张拉操作行动的方便。同时还满足锚具喇叭管埋设抗剪切、抗劈裂等受力要求，其肋高不小于 350mm，宽度不小于 1000mm。联系筋的配筋率不小于 0.5%。

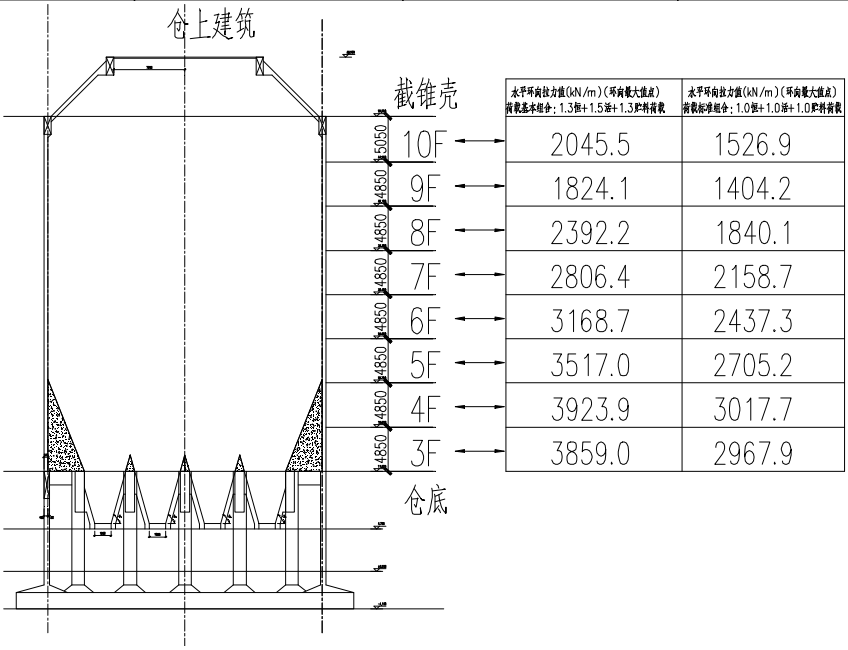
11．仓壁洞口处理：当预应力钢丝束的布置遇到洞口时，在可能条件下，将这 1 部分钢丝束按喇叭状扩大，紧靠洞口绕过，嗽叭口长度从洞口中心算起，不大于仓的直径，也不得小于 6 倍的洞高。要考虑由于满载和空载引起的洞口应力集中以及钢丝束叉开所产生的水平分力和垂直分力的影响。洞口两侧每侧配置的垂直钢筋面积，不小于 0.5 倍洞口切断的垂直钢筋面积，也不得小于按垂直弯矩或垂直力计算时所得钢筋面积(即由于钢丝束叉开引起的)。

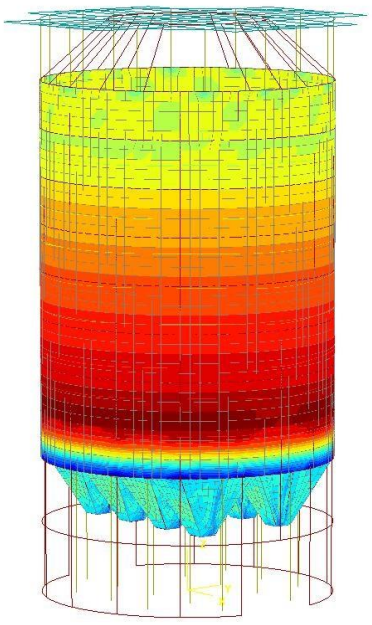
12．预应力筒仓的预应力范围，一般从仓底到仓顶环梁以下范围以内，均宜采用预应力，由于筒仓结构贮料压力作用的特点，荷载基本上为三角形沿仓高分布，形成上小下大，因此，在仓的上部一定范围内，也可适当采用变截面混凝土仓壁结构，此时在变化点处应设置暗梁以协调其应力变化。暗梁宽度同仓壁厚度，高不小于 1.5 倍仓壁厚度，配筋按轴拉构件计算。纵向受力钢筋配筋率不小于 0.4%。

5.2 读取内力

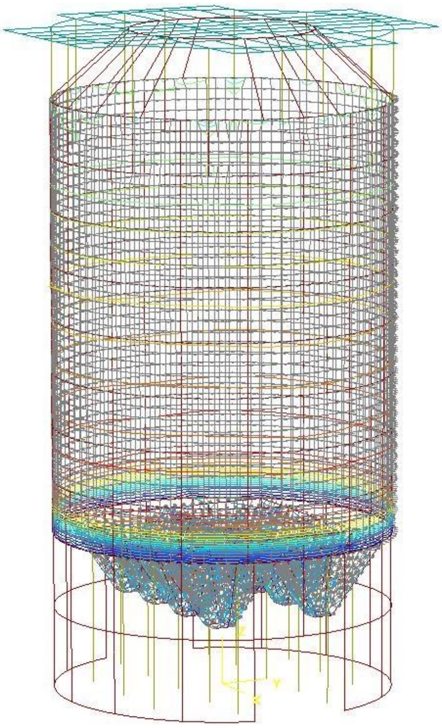
按照以上设计原则，对本工程筒仓进行计算分析，在堆煤的范围（标高：11m~50m）的侧壁使用预应力技术来平衡堆载产生的水平拉力。采用盈建科和 MIDAS/Gen 软件，对煤仓进行整体计算，从软件中提取仓壁中的水平拉力如下表所示：

筒仓壁各标高段环向拉力标准值				
段号	标高（m）	荷载基本组合下水平环向拉力值(kN/m)	荷载标准组合下水平环向拉力值(kN/m)	荷载准永久组合下水平环向拉力值(kN/m)
3F	11.00~15.85	3859	2967.9	2374.32
4F	15.85~20.70	3923.9	3017.7	2414.16
5F	20.70~25.55	3517.0	2705.2	2164.16
6F	25.55~30.40	3168.7	2437.3	1949.84
7F	30.40~35.25	2806.4	2158.7	1726.96
8F	35.25~40.10	2392.2	1840.1	1472.08
9F	40.10~44.95	1824.1	1404.2	1123.36
10F	44.95~50.00	2045.5	1526.9	1221.52





筒仓在基本荷载组合下环向拉力三维云图



筒仓在基本荷载组合下环向拉力等值线图

5.3 预应力配筋设计

本工程采用1860级直径15.2mm无粘结钢绞线，单根面积为139mm2。				
无粘结筋采用两端张拉，水平环向布置，每圈按180度夹角分为2段。				
一、预应力损失计算：				
1、张拉端锚具变形和无粘结筋内缩引起的应力损失				
σL1=	α*E/(L/2)=6*1.95*100000/(3.14*30600/4)=		48.7	Mpa
2、摩擦损失				
从张拉端至计算截面的曲线长度x=	3.14*30.6/4=	24.021m		
从张拉端至计算截面的曲线夹角θ=	3.14159/2=	1.57	rad	
$Kx_i + \mu\theta_i$	=0.004*24.021+0.09*1.57	=	0.2374	
预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失计算公式:				

$\sigma_{L2} = \sigma_{CON}(1-\frac{1}{e^{KX+\mu\theta}})$ = 0.75*1860*(1-1/e^0.2374)= 295 Mpa

3、无粘结筋的应力松弛损失

采用低松弛预应力钢绞线:

σL4 = 0.2(σcon/fptk-0.575) σcon= 0.2*（0.75-.575）*1860*0.75

= 48 Mpa

4、混凝土收缩徐变损失

$$\sigma_{L5} = \frac{55 + 300\frac{\sigma_{pc}}{f'_{cu}}}{1+15\rho}$$

5、总预应力损失

σLⅠ =（σL1+σL2）/2

σLⅡ =σL4+σL5

σL=σLⅠ+σLⅡ

二、裂缝计算

1、荷载标准组合下，混凝土允许产生拉应力，但拉应力不超过0.3ftk。

σke=Npk/A0

σke-σpcⅡ≤0.3ftk

A0=Ac+αESAS+αEPAP

αES=ES/EC=200000/32500=6.15

αep=EP/EC=195000/32500=6

σpcⅡ=[(σcon-σL)AP-σL5AS]/(AC+AEAS)

0.3ftk=0.3*2.39=0.717N/mm2

2、荷载准永久组合下，混凝土不出现拉应力， σqe-σpc≤0

σqe=Nq/A0

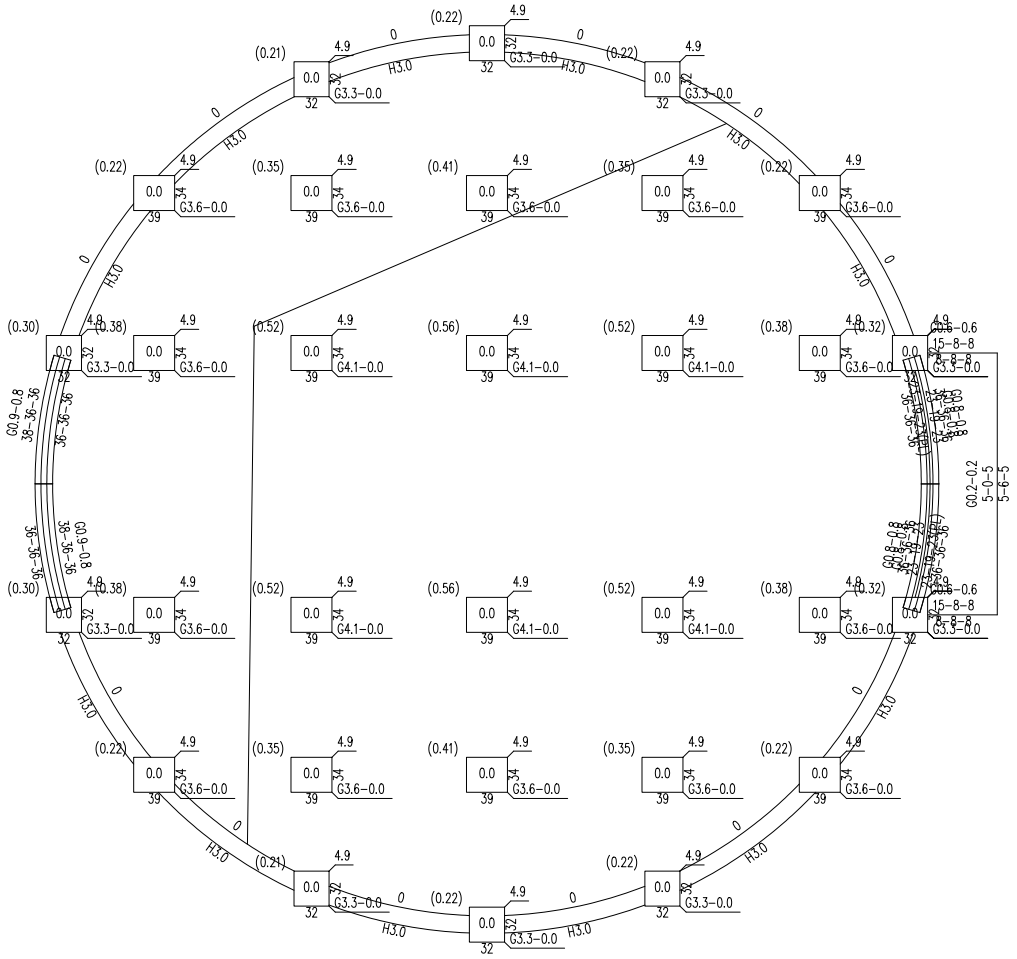
三、使用阶段承载力：

γQNpk≤fyAS+fpyAP

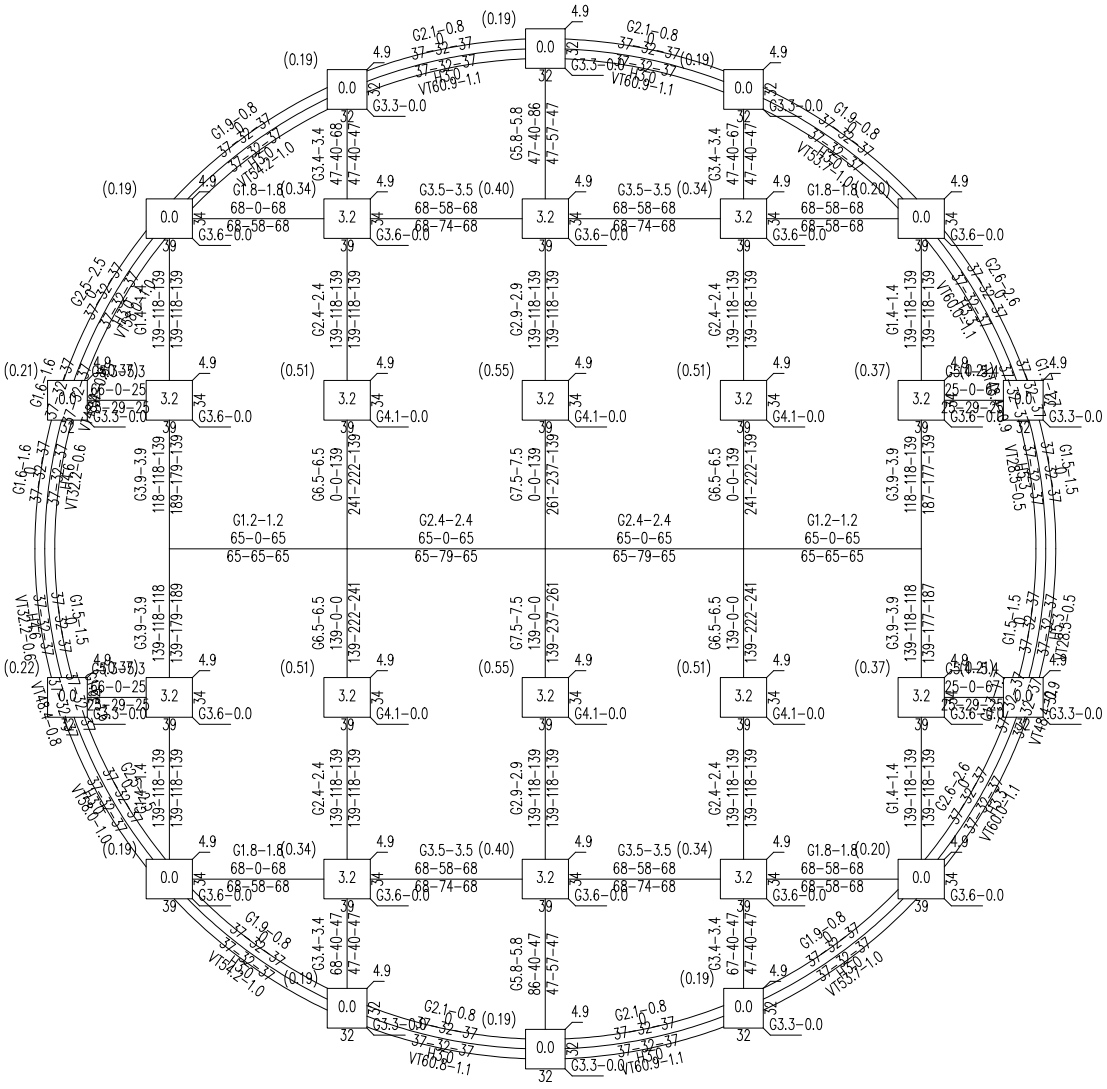
筒仓仓壁计算									
计算内容	单位	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F
		11.00~15.85	15.85~20.70	20.70~25.55	25.55~30.40	30.40~35.25	35.25~40.10	40.10~44.95	44.95~50.00
A	mm2	450000	450000	450000	450000	450000	450000	450000	450000
A_S	mm2	5080	5080	3810	3810	3140	3140	3140	3140
实配钢筋		2Ø22@150	2Ø22@150	2Ø22@200	2Ø22@200	2Ø20@200	2Ø20@200	2Ø20@200	2Ø20@200
Ap	mm2	3266	3266	3266	2450	1960	1960	1400	1400
		7Øj15@300	7Øj15@300	7Øj15@300	7Øj15@400	7Øj15@500	7Øj15@500	7Øj15@700	7Øj15@700
$A_C=A-A_S-A_P$	mm2	441654	441654	442924	443740	444900	444900	445460	445460
$A_n=A_C+\alpha_{ES}A_S$	mm2	472896	472896	466355.5	467171.5	464211	464211	464771	464771
$A_0=A_C+\alpha_{ES}A_S+\alpha_{EP}A_P$	mm2	492492	492492	485951.5	481871.5	475971	475971	473171	473171
$N_{PC}I=[\sigma_{con}-(\sigma_{L1}+\sigma_{L2})/2]A_p$	KN	3994.8	3994.8	3994.8	2996.7	2397.4	2397.4	1712.4	1712.4
$\sigma_{pc}I=N_{PC}I/A_n$	Mpa	8.4	8.4	8.6	6.4	5.2	5.2	3.7	3.7
$0.5f_{cu}$`	Mpa	20	20	20	20	20	20	20	20
$\sigma_{pc}I\leqslant 0.5f_{cu}$`		满足	满足	满足	满足	满足	满足	满足	满足
$\rho_{L5}=(A_S+A_P)/A_n$		0.018	0.018	0.015	0.013	0.011	0.011	0.010	0.010
σ_{L5}	Mpa	93.6	93.6	97.1	85.9	80.5	80.5	72.1	72.1
$\sigma_{LI}=(\sigma_{L1}+\sigma_{L2})/2$	Mpa	171.85	171.85	171.85	171.85	171.85	171.85	171.85	171.85
$\sigma_{LII}=\sigma_{L4}+\sigma_{L5}$	Mpa	141.6	141.6	145.1	133.9	128.5	128.5	120.1	120.1
$\sigma_L=\sigma_{LI}+\sigma_{LII}$	Mpa	313.4	313.4	317.0	305.7	300.3	300.3	291.9	291.9
N_{PK}	KN	2967.9	3017.7	2705.2	2437.3	2158.7	1840.1	1404.2	1526.9
$\sigma_{Sc}=N_{PK}/A_0$	Mpa	6.03	6.13	5.57	5.06	4.54	3.87	2.97	3.23
$N_{pc}II=(\sigma_{con}-\sigma_L)A_P-\sigma_{L5}A_S$	KN	3057001.0	3057001.0	3150697.0	2341676.1	1892888.6	1892888.6	1317999.7	1317999.7
$\sigma_{pc}II=N_{pc}II/A_n$	Mpa	6.46	6.46	6.76	5.01	4.08	4.08	2.84	2.84
$\sigma_{Kc}-\sigma_{pc}II$	Mpa	-0.44	-0.34	-1.19	0.05	0.46	-0.21	0.13	0.39
$0.3f_{tk}$	Mpa	0.717	0.717	0.717	0.717	0.717	0.717	0.717	0.717
$\sigma_{ke}-\sigma_{pc}II\leqslant 0.3f_{tk}$		满足	满足	满足	满足	满足	满足	满足	满足
$\sigma_{qc}=0.8N_{pk}/A_0$	Mpa	4.82	4.90	4.45	4.05	3.63	3.09	2.37	2.58
$\sigma_{qc}-\sigma_{pc}II$	Mpa	-1.64	-1.56	-2.30	-0.97	-0.45	-0.98	-0.46	-0.25
$\sigma_{qe}-\sigma_{pc}\leqslant 0$		满足	满足	满足	满足	满足	满足	满足	满足
$\gamma_Q N_{pk}$	KN/m	3859.0	3923.9	3517.0	3168.7	2806.4	2392.2	1824.1	2045.5
$f_yA_S+f_{py}A_P$	KN/m	6139.9	6139.9	5682.7	4605.6	3717.6	3717.6	2978.4	2978.4
$\gamma_Q N_{pk}\leqslant f_yA_S+f_{py}A_P$		满足	满足	满足	满足	满足	满足	满足	满足

六、仓底框架结构计算

本工程仓底为筒壁和内框架柱共同支承体系，框架柱和筒壁受压分布更加均匀，竖向支承构件也较多，因此采用此类支承体系获得了较好的承载能力和抗震性能，仓底按照类似框架结构的框架柱和剪力墙建模，筒壁采用 600㎜ 厚，框架柱尺寸 1400×1200、1200×1200 两种，框架梁最大跨度处尺寸为 1000×4500，计算结果如下图所示。



第 1 层(标准层1 底部加强区 约束边缘构件层)(第 1 标准层) 混凝土构件配筋及钢构件应力比简图(单位:cm2)
层高=7300(mm) 梁总数=5 柱总数=30 墙梁总数=4 墙柱总数=12
混凝土强度等级: 梁Cb=C40 柱Cc=C40 墙Cw=C40
主筋强度: 梁FIB=360 柱FIC=360 墙FIW=360
箍筋(分布筋)强度: 梁=360 柱=360 墙水平=360 墙竖向=360 边缘构件=360



第 2 层(标准层2 底部加强区 约束边缘构件层)(第 2 标准层) 混凝土构件配筋及钢构件应力比简图(单位:cm2)
层高=6800(mm) 梁总数=62 柱总数=30 墙柱总数=16
混凝土强度等级: 梁Cb=C40 柱Cc=C40 墙Cw=C40
主筋强度: 梁FIB=360 柱FIC=360 墙FIW=360
箍筋(分布筋)强度: 梁=360 柱=360 墙水平=360 墙竖向=360 边缘构件=360

七、结语

本文对大直径预应力混凝土筒仓设计要点、难点进行技术总结，通过工程实例建模计算，对预应力混凝土筒仓在各种工况下的受力性能、裂缝控制等内容展开研究分析。在对无粘结预应力筒仓进行设计时，对于大容量与大直径的圆形筒仓，应尽量减小筒仓中的筒壁厚度，并利用预应力后张法施工来提高仓壁抗裂性能。在设计工作中，应重点对有效预应力的计算进行严格控制，特别是预应力损失的计算。并且，在对筒仓进行设计时，还要对相应的构造措施进行考虑，以此降低预应力损失的不均

匀性。随着筒仓设计水平的不断提高，无粘结预应力施工工艺已经逐渐成为改善筒仓结构性能、降低工程成本的一大关键技术。

本工程为我院首次接触此类特种结构项目，从实际设计效果看取得了一定的成果，但是仍需通过进一步分析研究取得更加详细的数据，使设计计算更加合理完善，达到工程效益最大化的目的，希望本文总结的方法思路能为以后我院承揽的此类工程提供借鉴和参考，不足之处后来者继续指正和补充！

第 27 节 基于 Y-gama 的河南某变电站项目结构选型与截面优化实践

作者：国网河南省电力公司经济技术研究院 路晓军

近期，国家电网河南省电力公司经济技术研究院依托盈建科智能化设计软件 Y-GAMA，针对某变电站项目开展选型优化与截面优化设计工作。

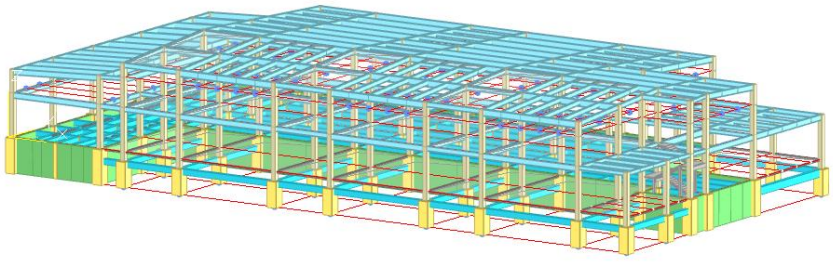
Y-GAMA 是盈建科的一款智能化设计软件，可广泛应用于截面优化、参数化模型调整、模型数据处理等方面。目前河南省变电站项目均采用桁架钢筋楼承板和压型钢板，均为单向次梁结构。通过框选主楼确定边界，将次梁道数设为变量，以应力比为约束条件（如截面强度计算应力最大值＜0.9），以次梁体积最小为目标进行优化得到最理想的选型结果。随后，利用封装的“截面优选” 功能对全楼截面进行优化。可以高效、智能的完成模型调整优化。

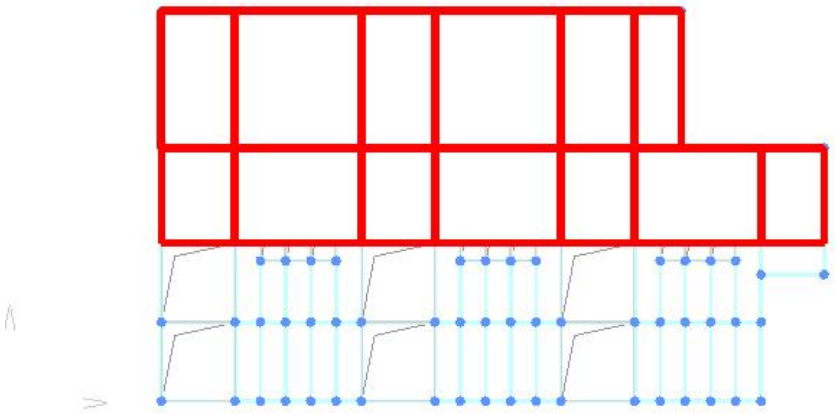
采用 Y-GAMA 调整，具体的调整策略如下：外圈梁因需挂檩条且需保持宽度一致，单独作为构件组 1；其余框架梁为构件组 2，应力比按 0.8 控制；次梁为构件组 3，应力比按 0.85 控制，优化以总质量最小为目标，经过 5 次迭代计算，最终模型无超限构件，且截面利用率较高。

一、项目选型

现阶段河南地区变电站项目楼板均采用桁架钢筋楼承板或压型钢板，楼盖形式为单向次梁体系，布置几道次梁是核心问题。通过 Y-GAMA 软件开展结构选型。核心优化策略如下：

1、主梁边界确定 ：框选主楼范围内的框架梁作为设计边界，主梁固定不变；

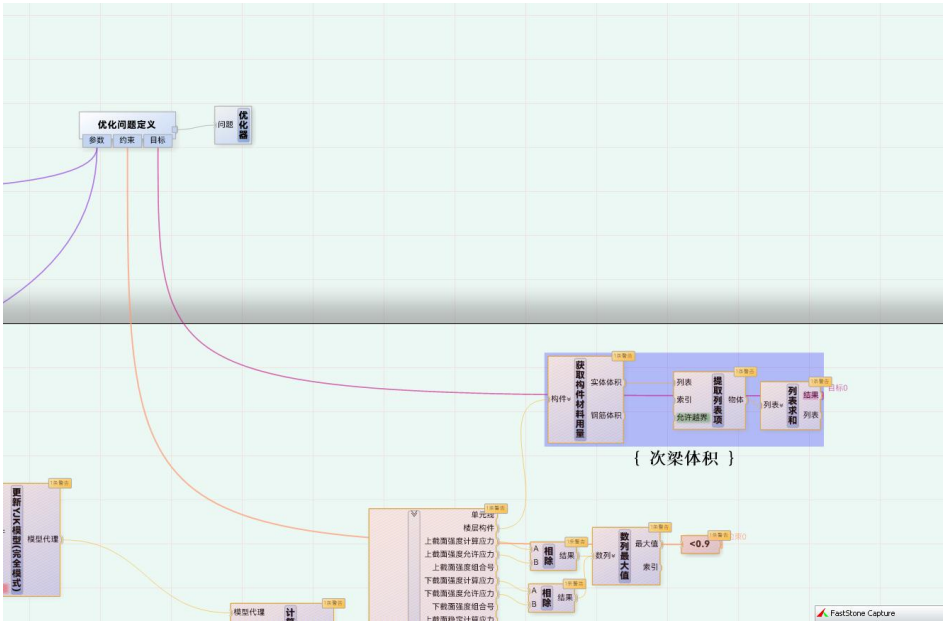




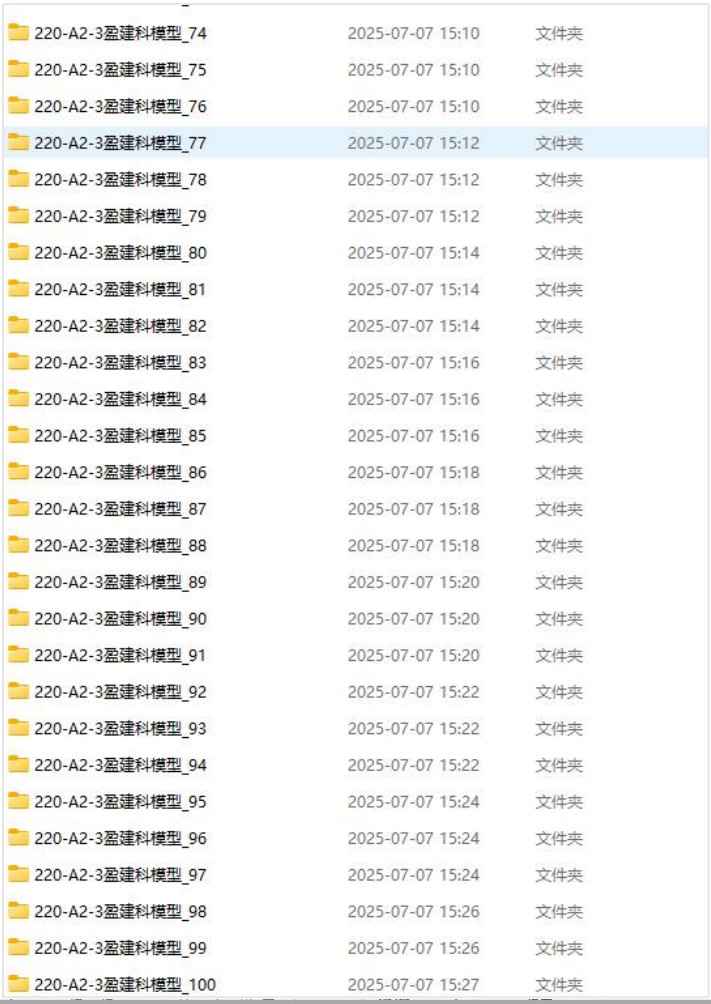
2、**次梁变量优化：**将次梁道数设为变量，选择标准型钢库的截面作为备选截面。以应力比≤0.9 为约束条件。以次梁总体积最小为目标进行迭代计算；

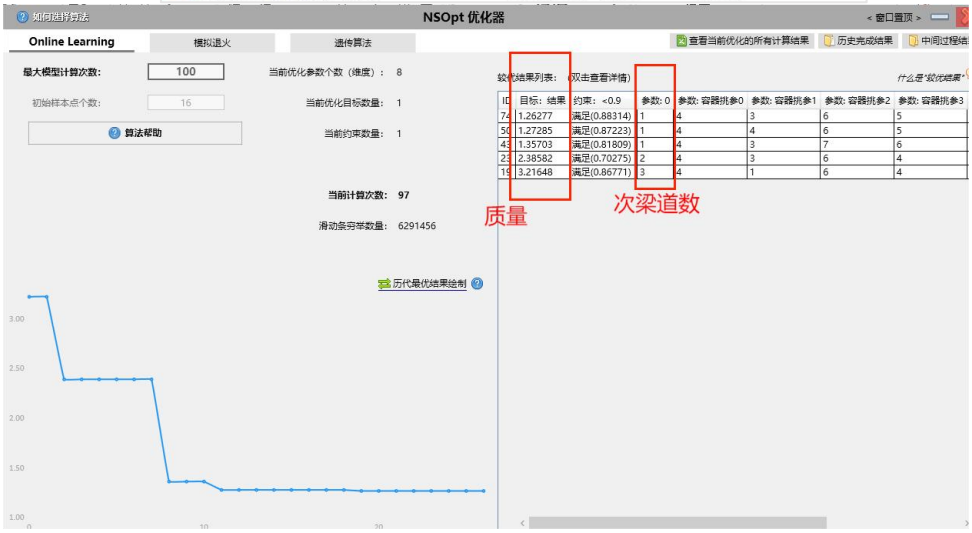
ezgif-1cabe3060f3445.gif

3、



3、结论：通过对 100 个模型进行计算找到趋势。当次梁数量减少时，其总体积会显著降低，造价最省。

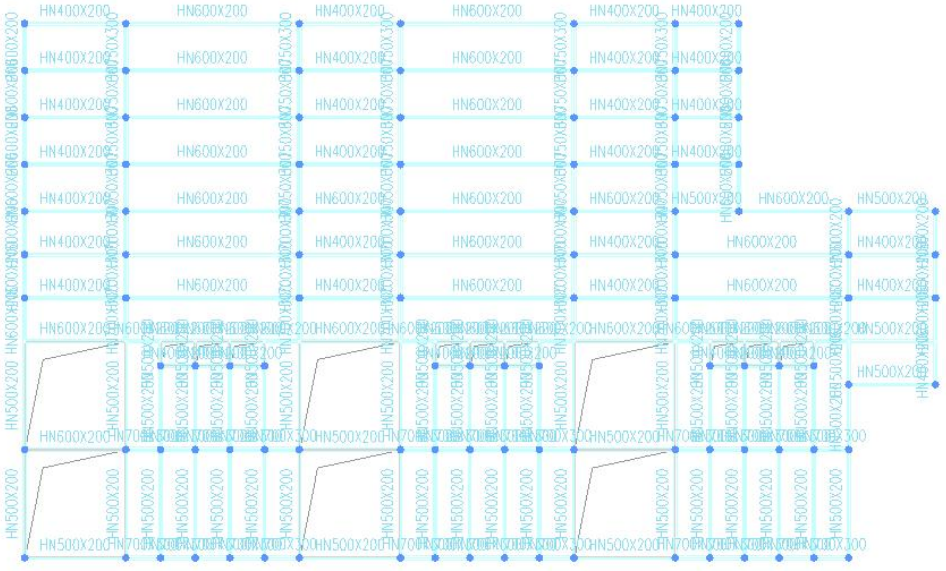


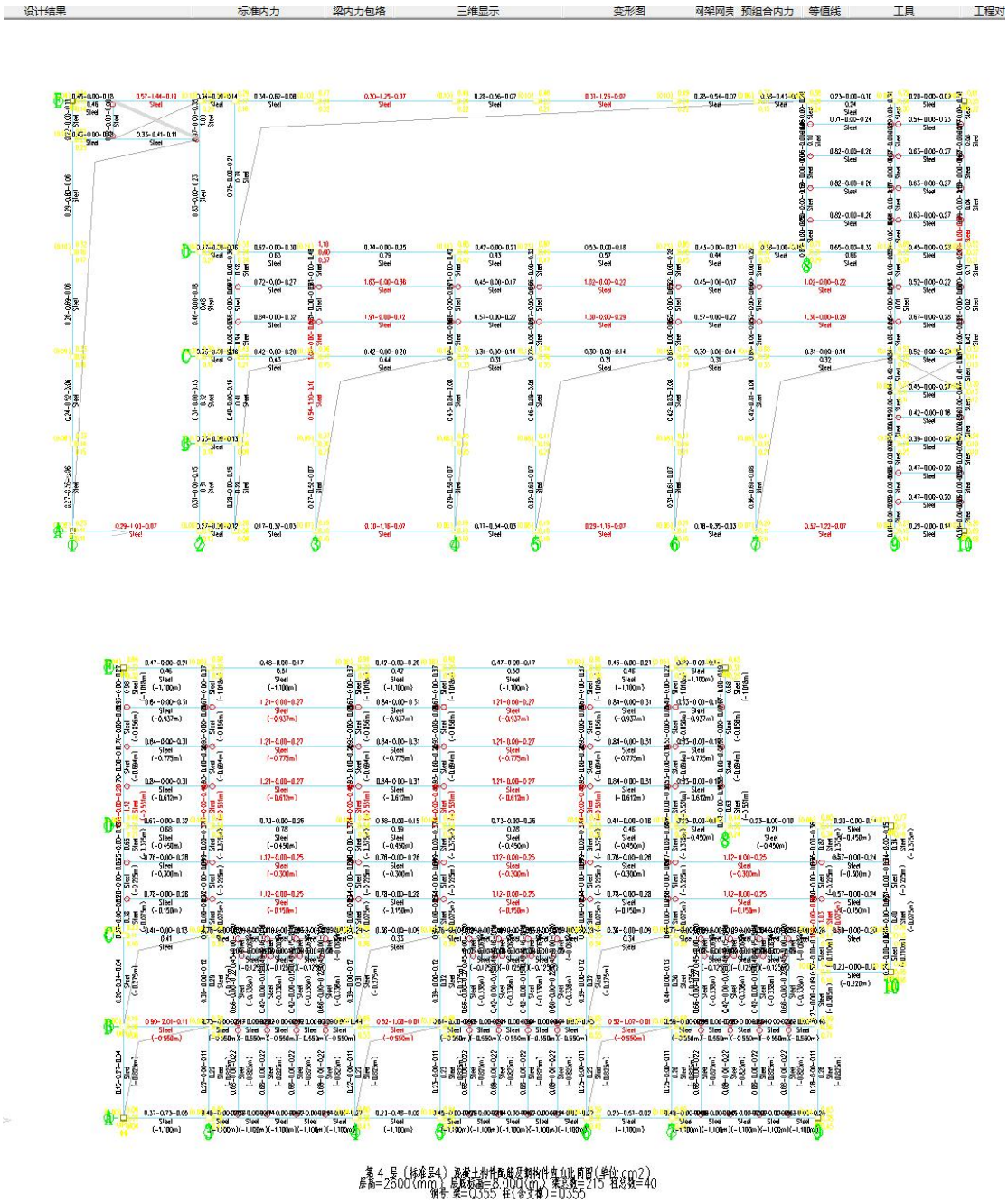


二、全楼截面优化

暂定按 2 道次梁布置的方案，并按较小截面布置次梁，经过计算发现超限情况比较多，因此需要进行截面调整。

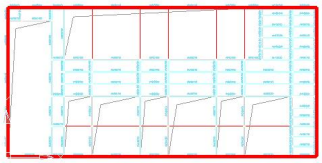






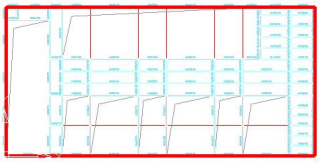
由于外圈梁（右边显示红色的截面）需要挂檩条，且需要保持宽度一致，所以单独作为一组截面进行优化。同时勾选连续梁，并保持梁宽一致。





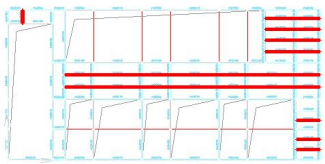
其余框架梁做构件组 2，应力比按 0.8 控制，并勾选考虑成本。





次梁作为构件组 3，应力比按 0.85 控制，也勾选考虑成本。



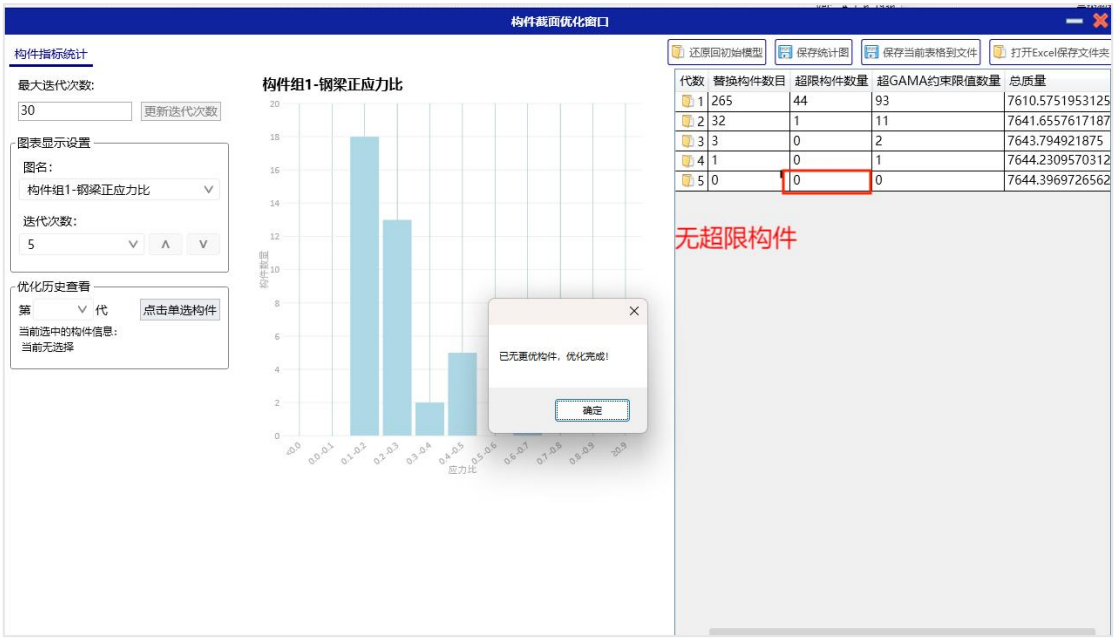




将总质量最小作为目标：



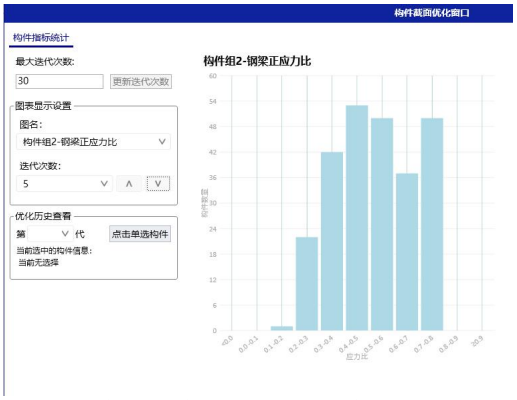
经过 5 次计算优化结束。原模型有很多的超限构件，5 次迭代优化后已没有超限构件。



通过查看构件组 2 的应力比变化。

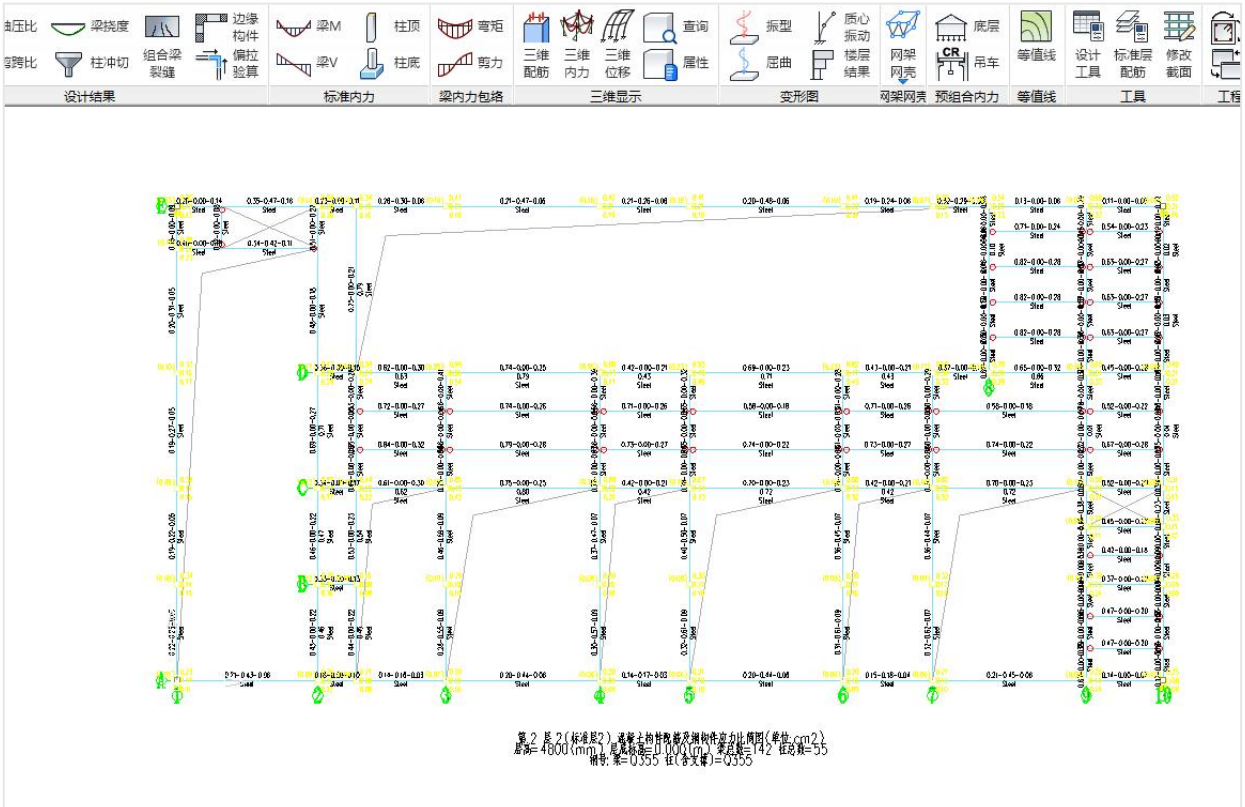
第一次有很多的构件大于 0.9 超限，也有很多的应力比很小，比较保守。经过 5 次迭代后，较多的构件应力比在 0.7~0.8 左右，符合预期。

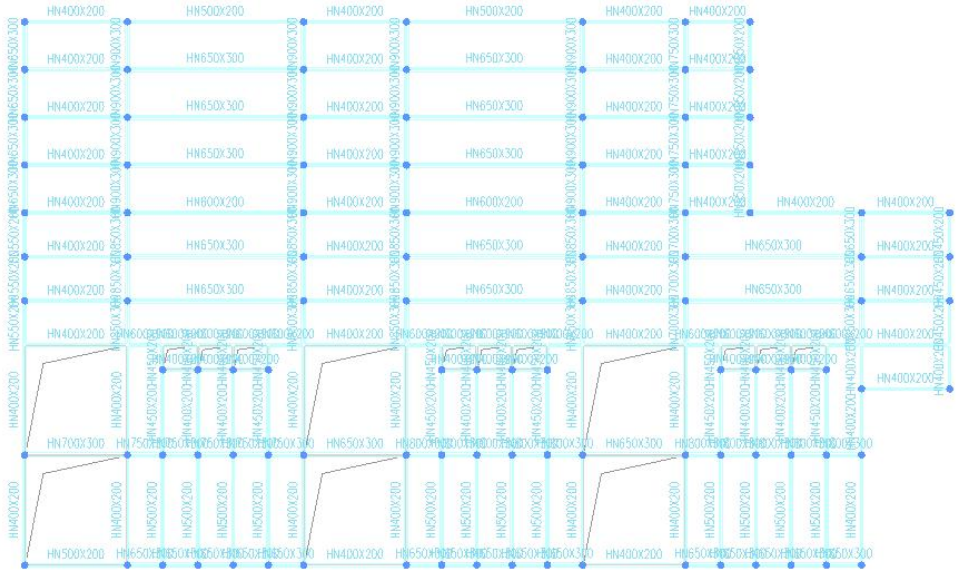


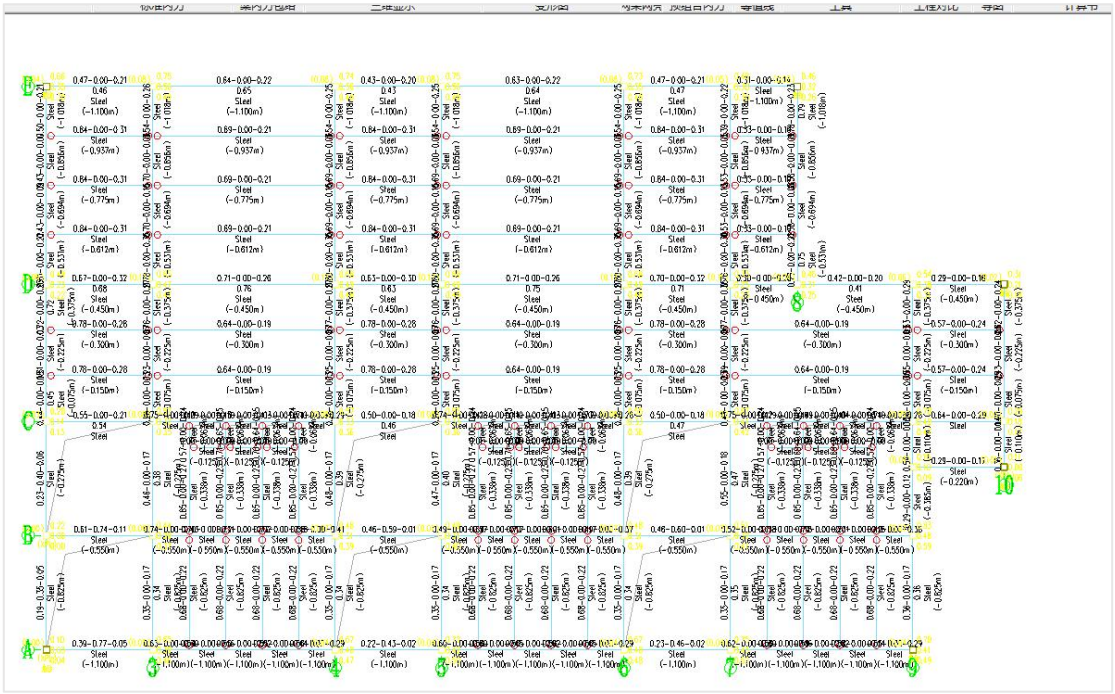


优化后截面和配筋如下图所示，无超限截面且大部分梁的应力比 0.7~0.8 之间，利用率比较高。









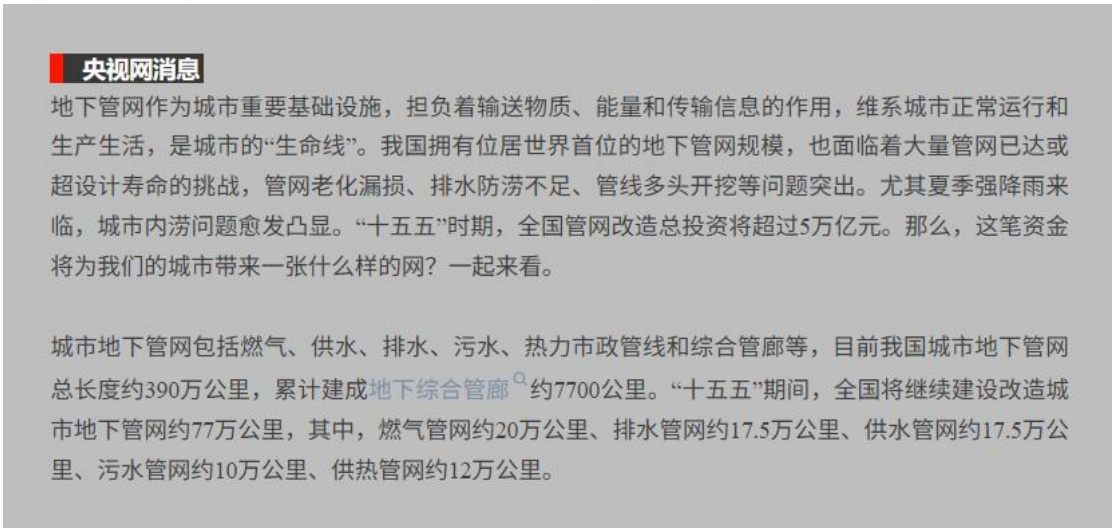
三、结论

本项目验证了 Y-GAMA 软件在变电站结构设计中的适用性，其可视化编程与计算机辅助优化能力为电力工程领域提供了智能化设计范式。基于 Y-GAMA 软件的结构选型和截面优选，在保证变电站安全性的前提下（应力比严控≤0.85），实现了材料用量与建造成本的双重优化。通过次梁数量精简、截面高效迭代（5 次收敛）及分组差异化策略，显著降低了钢结构用量，为变电站领域的绿色建造与“双碳”目标达成提供关键技术路径。

第 28 节 超 5 万亿元地下管网改造浪潮来袭！盈建科两款专业软件赋能热力隧道、检查室全流程设计

地下管网是承载城市运行的 “生命线”，燃气、供水、排水、热力等管线深藏地下，维系居民生产生活、支撑城市安全运转。当前我国城市地下管网总长度约 390 万公里，存量规模居全球首位，但大量管线步入老化周期，漏损、内涝、多头开挖等难题持续凸显。

《城市更新 “十五五” 规划》重磅明确：未来五年全国地下管网建设改造总里程约 77 万公里，改造总投资超 5 万亿元，其中老旧管线翻新 36.5 万公里，同步推进综合管廊、智慧管网建设。在这场万亿级城市地下基础设施升级工程中，盈建科热力隧道、热力检查室专用设计软件，为市政热力管网工程提供标准化、智能化全流程设计解决方案。



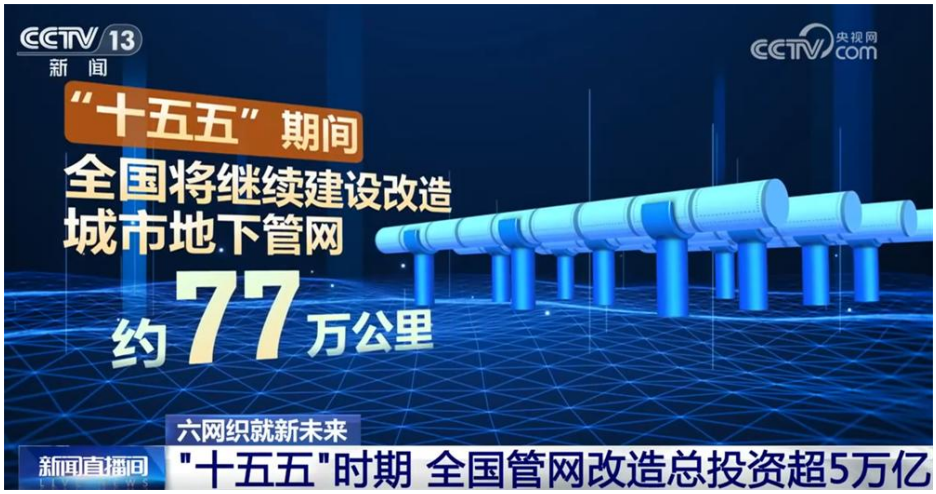
一、万亿管网改造蓝图，地下城市迎来全面焕新

1. “十五五” 管网改造核心规划

全国计划新建及改造城市地下管网 77 万公里，细分品类规划清晰：

- 燃气管网：20 万公里
- 排水管网：17.5 万公里
- 供水管网：17.5 万公里
- 污水管网：10 万公里
- 供热管网：12 万公里

目前全国已建成地下综合管廊约 7700 公里，本轮改造兼顾**老旧管线更新**与**新型综合管廊新建**双主线。住建部将指导全国 2000 余个市县全面摸排管网底数，出台供水、供气、供热、生命线安全工程等配套建设标准，从制度层面规范地下管网建设质量。



2. 智慧管网同步落地，构筑城市地下安全防线

本次管网升级不止于物理管线翻新，数字化、智能化改造同步推进。遍布地下的传感器实时采集管线运行数据，搭配 AI 智能预警系统，实现渗漏、沉降、结构破损等隐患提前预判，打造可感知、可预警的现代化地下管网体系，根治城市内涝、管网泄漏等民生痛点，夯实城市安全底座。

在庞大的热力管网新建、改造工程中，热力隧道、地沟、热力检查室是核心构筑物，结构设计合规性、计算精准度、出图效率直接决定项目落地速度。盈建科联合北京市热力工程设计有限责任公司，量身打造两款热力专项结构设计软件，覆盖热力地下构筑物全设计周期。

二、YJK-HeatTC2D 热力隧道、地沟二维设计软件 —— 热力管沟一站式设计工具

盈建科热力隧道、地沟设计软件（YJK-HeatTC2D），专为热力隧道、地沟结构开发，覆盖参数化建模、有限元计算、配筋设计、自动出图全流程，完全匹配热力行业规范与设计院出图标准。

（一）适配全套市政热力、结构通用规范

软件内置 15 本国家、行业现行标准，覆盖通用结构、混凝土、地基、抗震、供热管网专项规范，自动满足强制性条文要求：

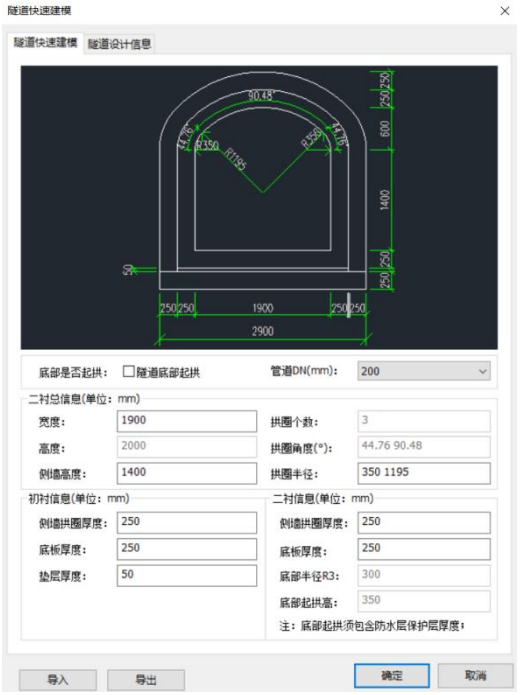
1. 《工程结构通用规范》GB55001-2021
2. 《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021
3. 《建筑与市政地基基础通用规范》GB 55003-2021
4. 《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002-2021
5. 《建筑结构荷载规范》GB50009-2012
6. 《混凝土结构设计规范》GB50010-2010 (2015 年版)
7. 《混凝土结构设计标准》GB/T50010-2010 (2024 年版)
8. 《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2011
9. 《建筑抗震设计规范》GB50011-2010 (2016 年版)
10. 《建筑桩基技术规范》JGJ94-2008

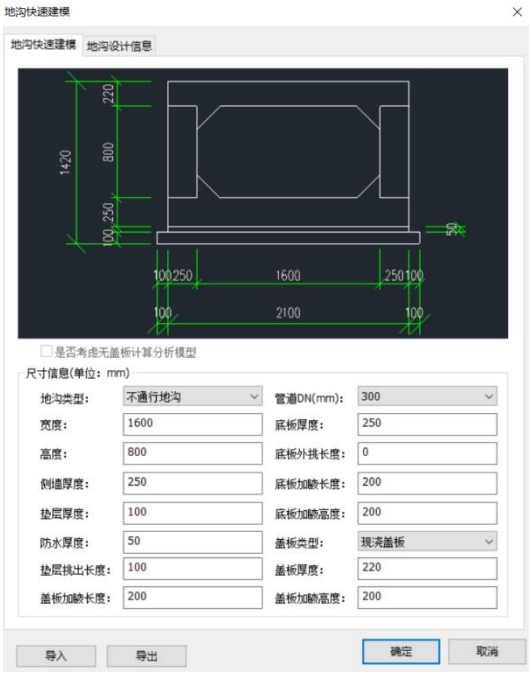
11. 《建筑工程抗浮技术标准》JGJ476-2019
12. 《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068-2018
13. 《城镇供热管网结构设计规范》CJJ105-2005
14. 《城市供热管网暗挖工程技术规程》CJJ200-2014
15. 《公路桥涵设计通用规范》JTG-D60-2015

（二）七大核心功能，打通热力管沟设计全链条

1. 隧道、地沟参数化快速建模

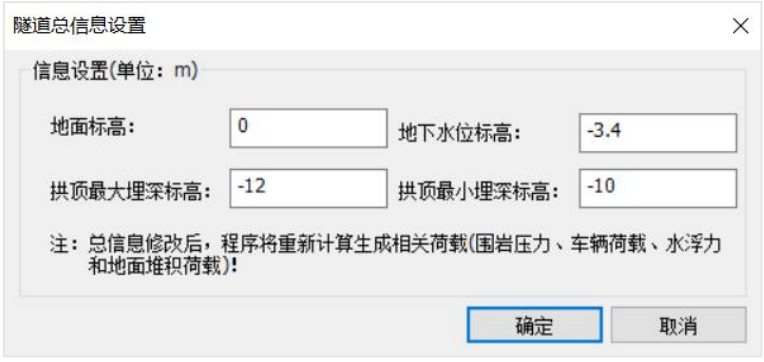
支持隧道断面、地沟尺寸可视化参数录入，一键定义管道管径、衬砌厚度、底板、垫层、拱圈、侧墙、盖板等全部几何尺寸；自动区分通行 / 不通行地沟，底部起拱、拱圈角度、埋深、垫层挑出等细节参数灵活自定义，大幅缩短建模时间。





2. 荷载全自动生成，覆盖地下工程全部工况

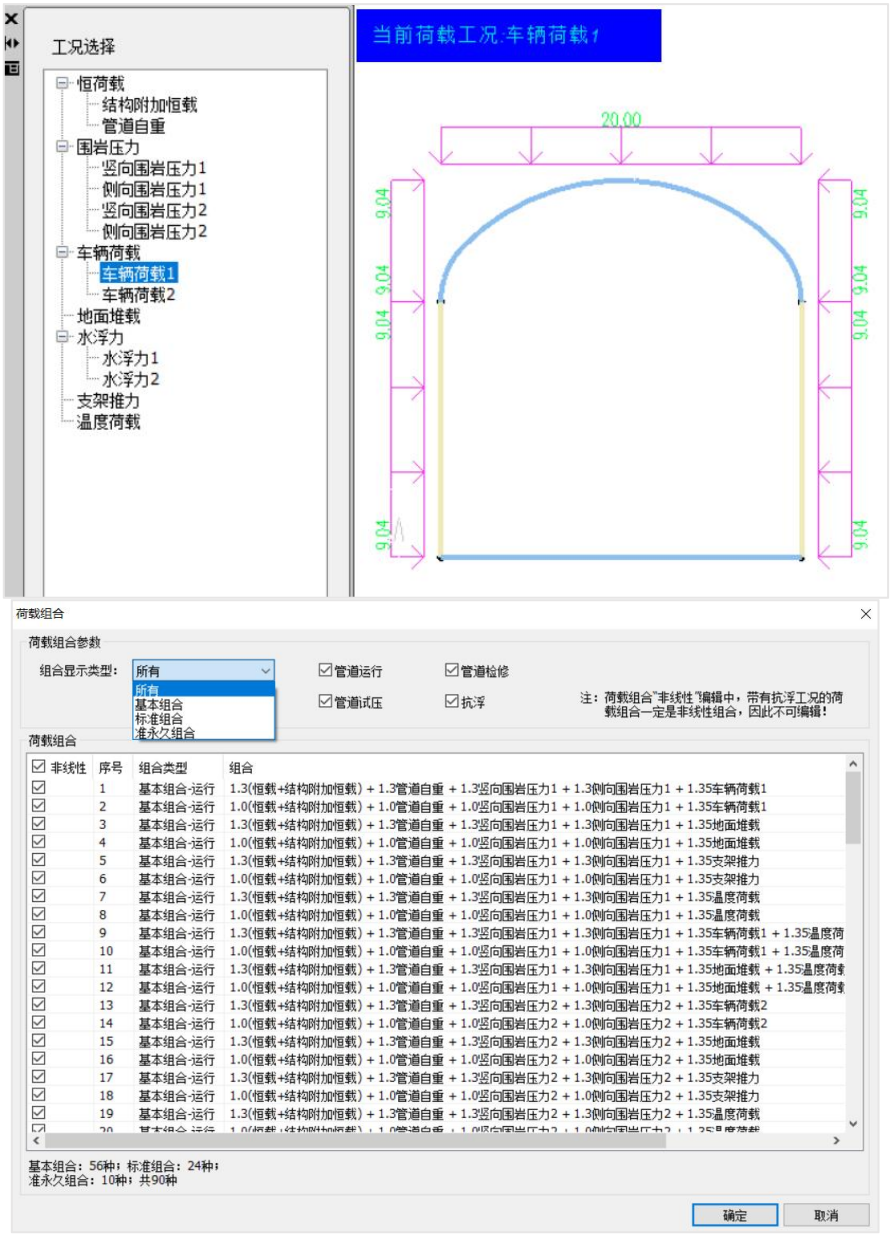
软件可自动批量生成全类型荷载：岩土类围岩压力、水土分算 / 合算土压力、水浮力；地面堆载、公路车辆荷载；管道自重、支架推力、温度荷载等，土层重度、地下水位、汽载等级均可自定义。





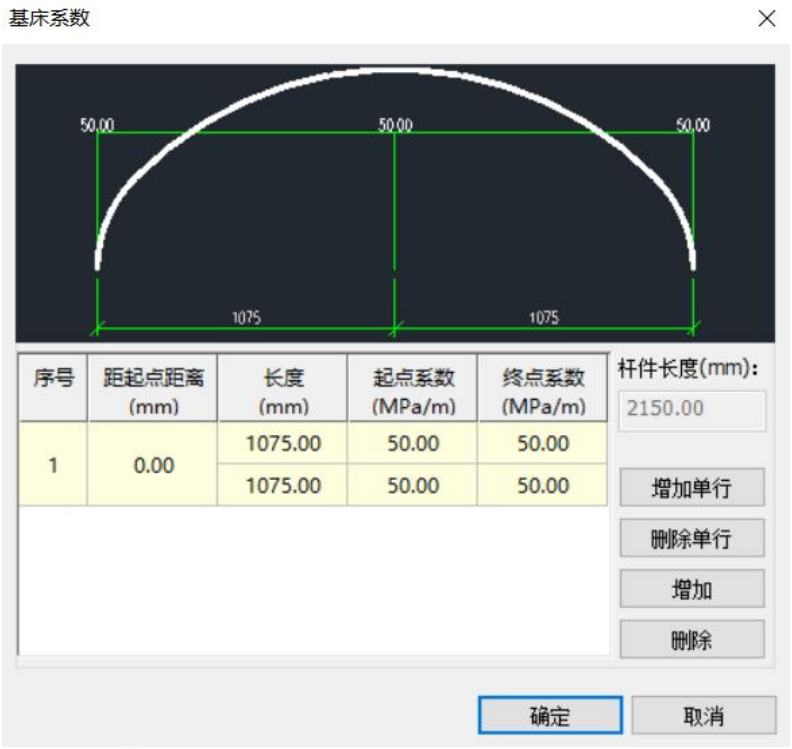
3. 自动生成多类型荷载组合，支持非线性抗浮计算

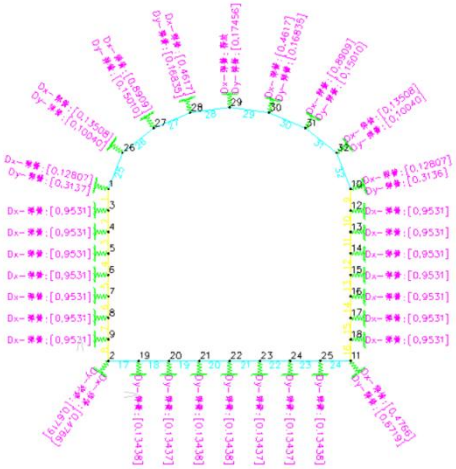
内置管道运行、检修、试压、抗浮四大应用场景，自动生成 68 种基本组合、30 种标准组合、12 种准永久组合，合计 110 套荷载组合；抗浮工况采用非线性算法，组合参数可自定义、支持 Excel 导入导出。

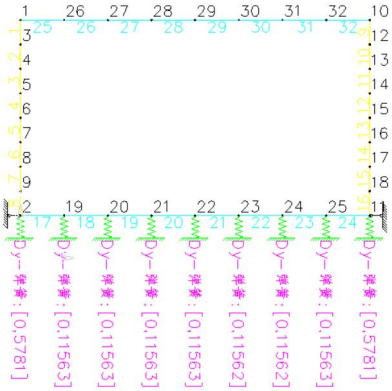


4. 地基土弹簧、基床系数精细化设置

地沟、隧道底板可单独定义基床系数，土弹簧刚度可视化编辑，精准模拟土体与结构相互作用，提升沉降、内力计算精度。

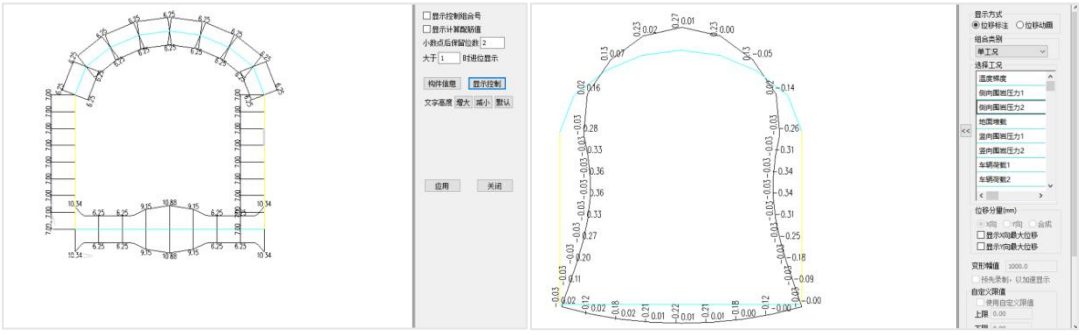


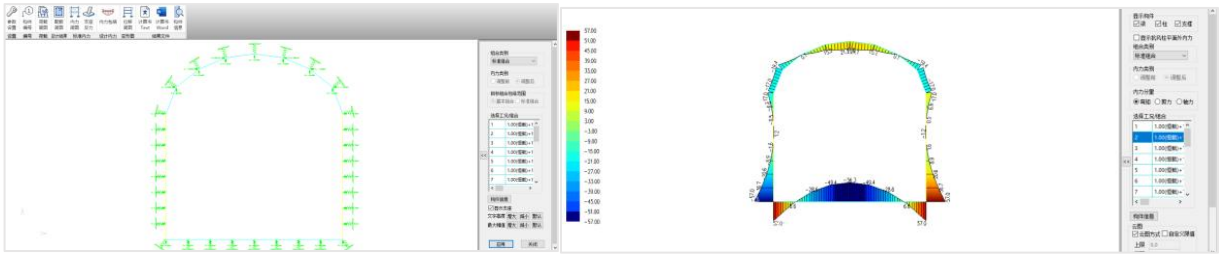




5. 有限元内力、位移、配筋结果可视化查看

提供弯矩、剪力、轴力云图与数值报表，自由切换各类荷载组合查看控制内力；配筋数值、构件位移一键筛选，超限构件直观高亮。



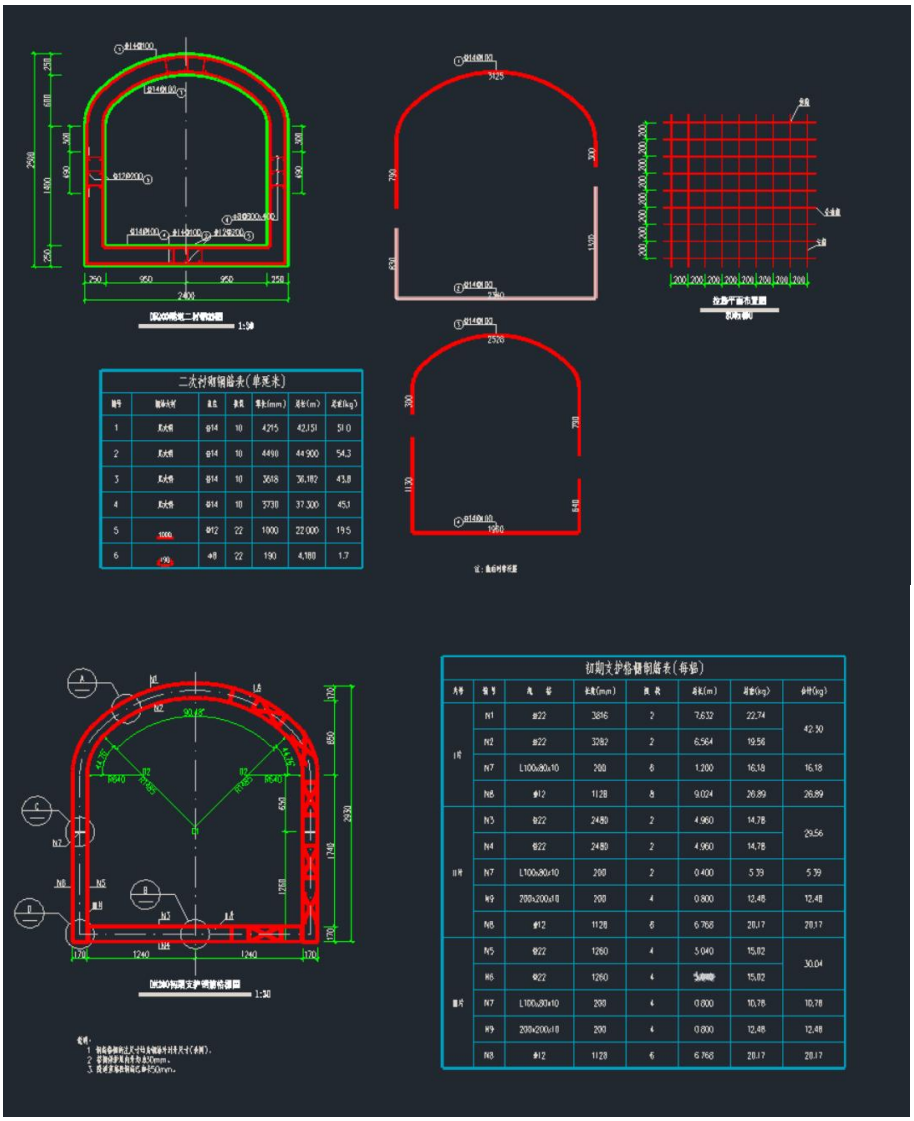


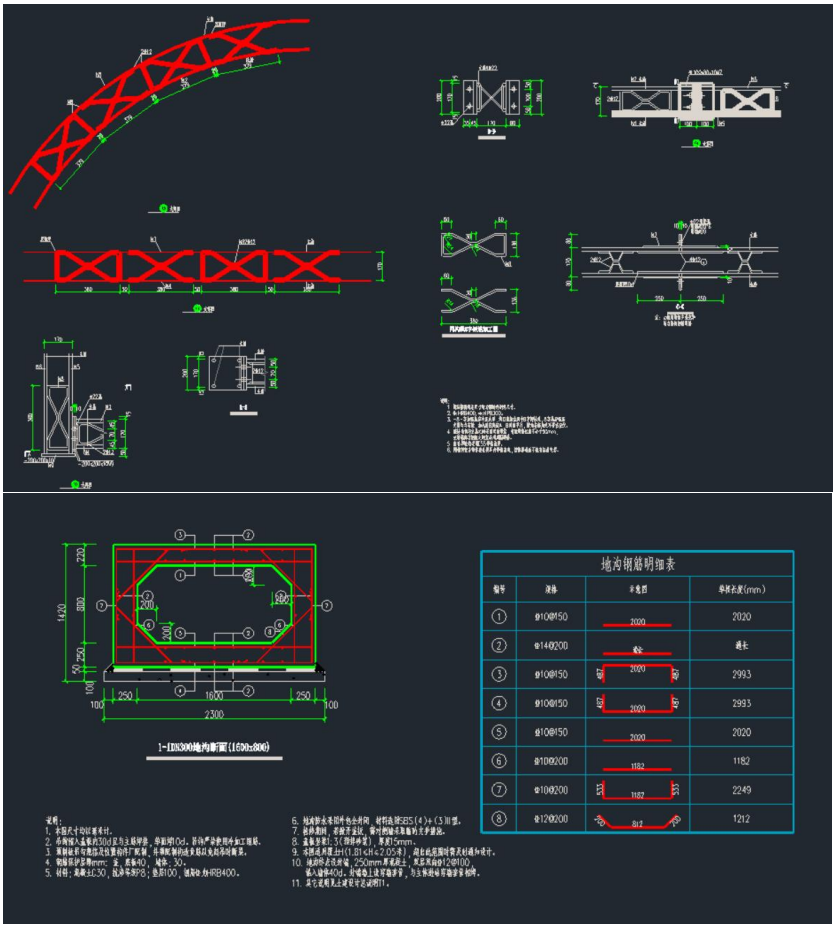
6. 一键输出标准化 Word 计算书

分为整体计算书、构件专项计算书，完整收录设计依据、地质参数、模型信息、荷载组合、内力位移、配筋结果，附带计算简图，可直接用于图纸报审。

7. 全自动生成全套施工图

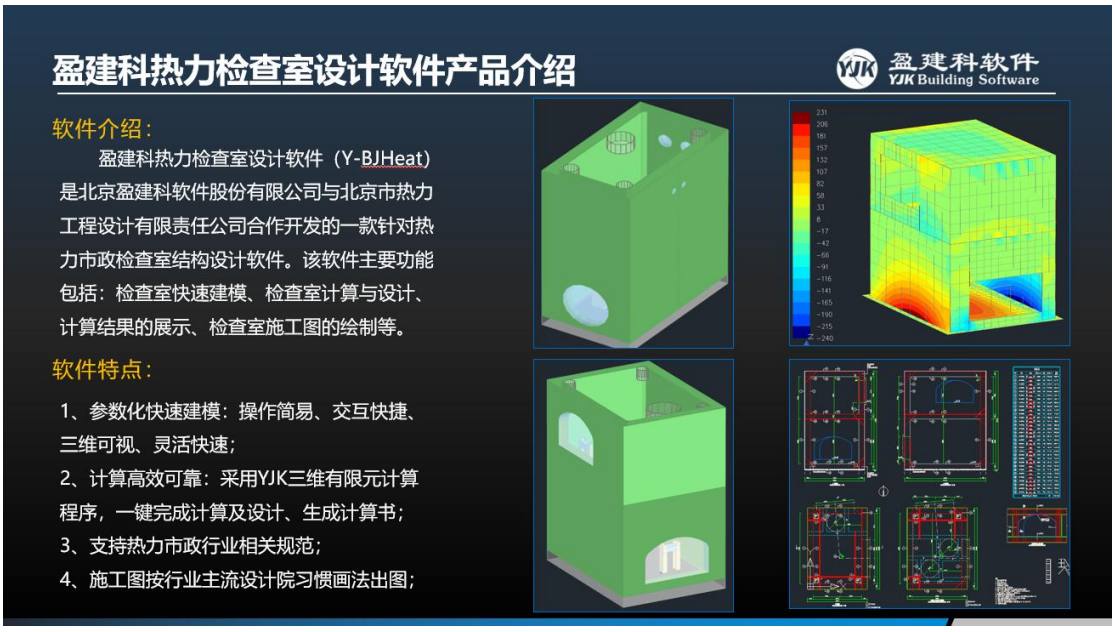
一键输出初衬 / 二衬配筋剖面图、格栅详图、地沟盖板大样、转角节点详图、钢筋下料明细表，自动统计钢筋规格、长度、重量。





三、Y-BJHeat 盈建科热力检查室设计软件 —— 热力检查井三维精细化设计利器

盈建科热力检查室设计软件（Y-BJHeat），联合北京市热力工程设计有限责任公司研发，基于 YJK 成熟三维有限元内核，专门解决市政热力各类检查室结构设计难题，适配设计院常规绘图习惯。



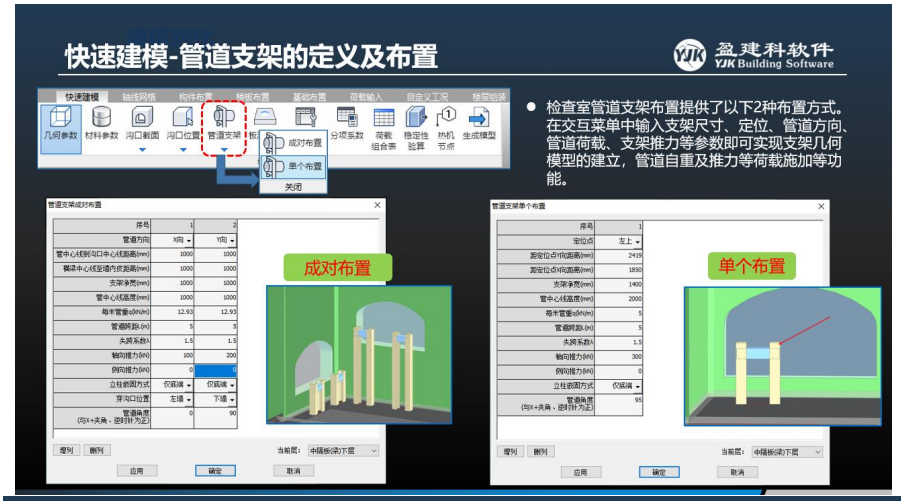
1. 多样化沟口洞口快速布置

侧墙开洞支持 4 类主流截面：矩形洞口、圆拱直墙洞口、半圆拱直墙平底式、三心圆直墙平底式；可自定义管径、拱半径、矢高、洞口长宽，穿墙套管自动配套生成。



2. 管道支架灵活布置

提供单个布置、成对布置两种模式，自定义支架尺寸、定位坐标、管道走向、跨距；自动录入每米管重、轴向 / 侧向推力，同步生成支架附加荷载。





3. 多维度荷载参数自定义

支持水土分算 / 合算、公路 Ⅰ/Ⅱ 级车辆荷载、地面堆载、管道温差温度荷载、操作活荷载自定义，适配各类地质与路面工况。



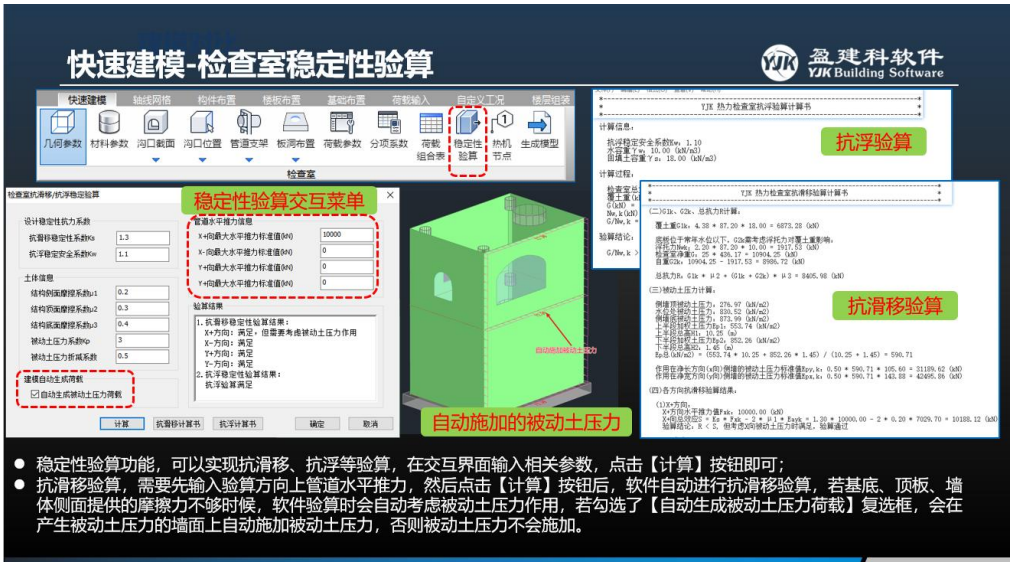
4. 荷载组合与分项系数自定义

结构重要性系数、恒活载分项系数、水浮力折减系数可按需修改；区分管道运行、检修、抗浮工况，支持线性 / 非线性两种计算算法，组合表支持模板保存。



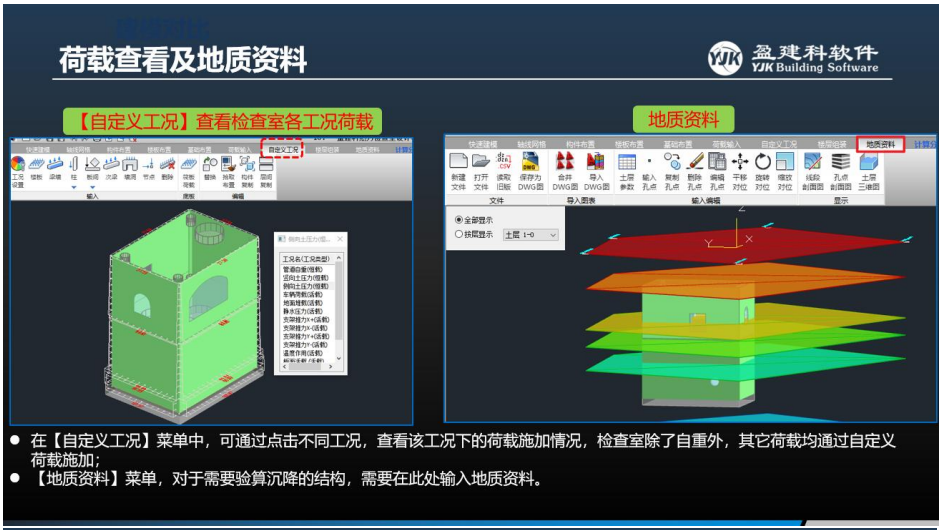
5. 专项稳定性自动验算

内置热力检查室专属抗浮、抗滑移验算模块，输入管道水平推力即可自动计算结构抗力；摩擦力不足时自动引入被动土压力，一键输出完整验算报告。



6. 地质资料与沉降计算配套

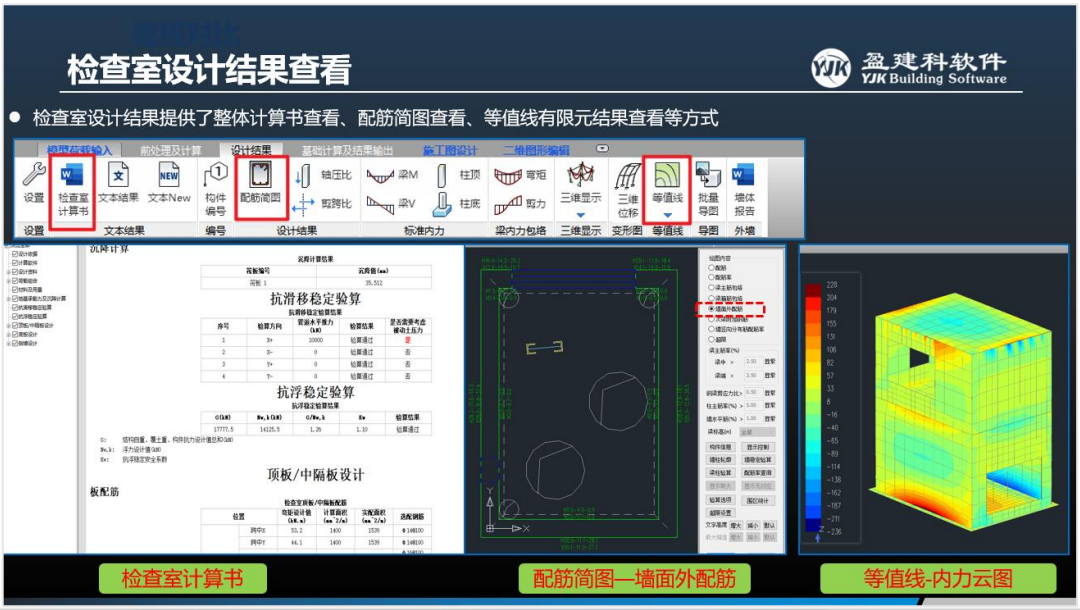
可录入多层土层参数，自定义地基承载力、修正系数、基础埋深，自动完成结构沉降验算，满足复杂地质地块设计要求。

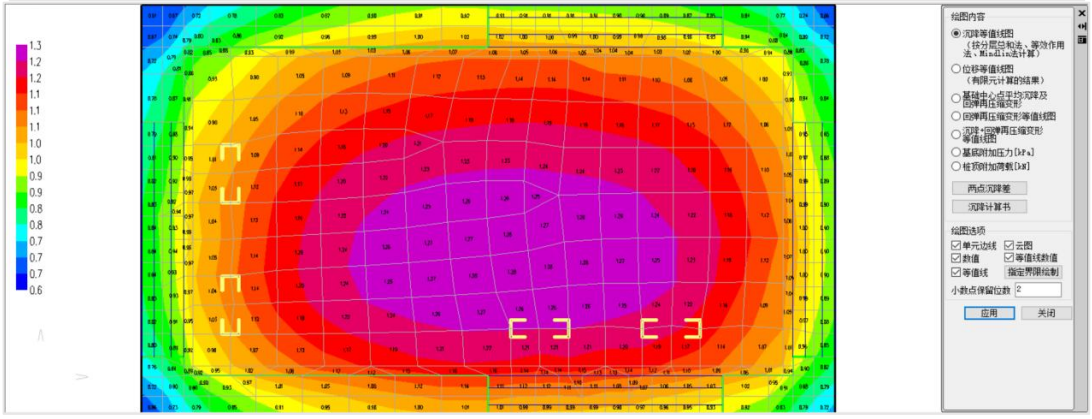




7. 多维度设计结果查看

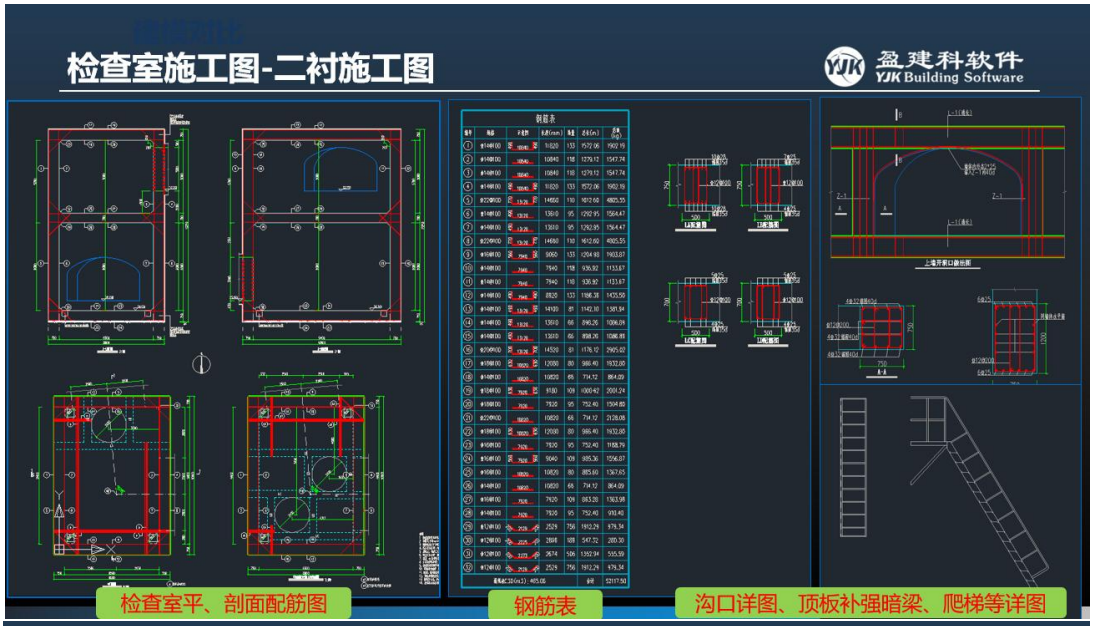
支持文本报表、配筋简图、内力等值线云图、三维变形图、沉降数据批量查看；一键筛选配筋率、轴压比、应力比超限构件，快速完成设计优化。

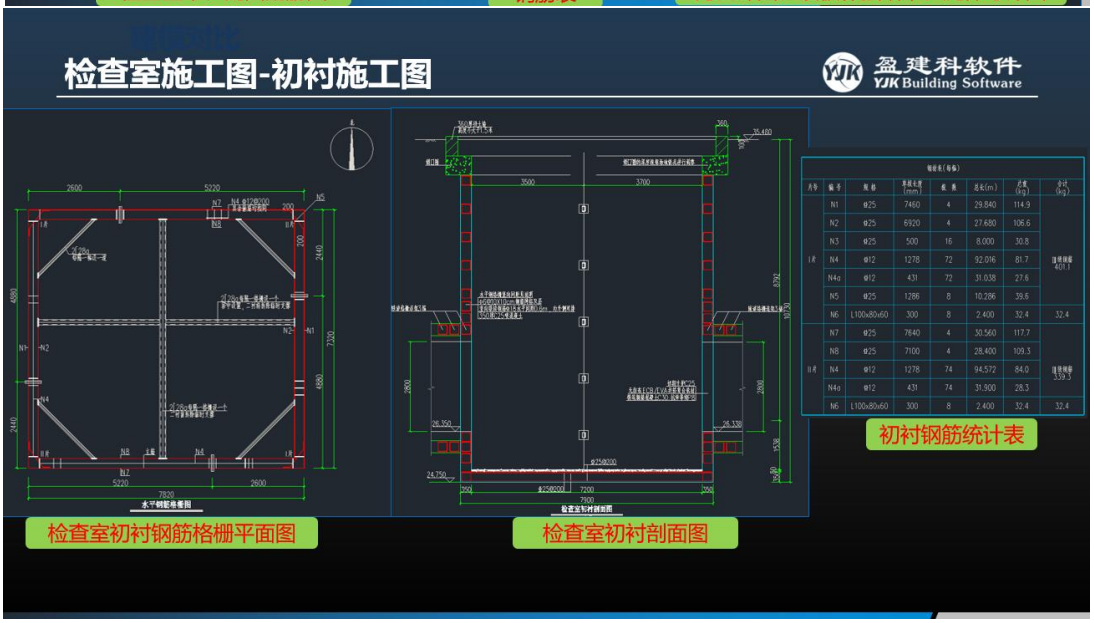




8. 自动生成全套检查室施工图纸

完整输出平剖面图、初衬 / 二衬配筋图、钢筋汇总表、沟口、爬梯、套管节点详图，钢筋工程量自动统计，可直接交付施工。





四、把握万亿管网改造机遇，盈建科软件助力市政热力高效落地

“十五五” 超 5 万亿地下管网改造工程，将掀起全国热力管网新建、更新热潮，热力隧道、地沟、热力检查室作为地下管网核心构筑物，设计需求将持续爆发。

盈建科深耕市政热力结构设计领域，依托与北京热力设计院联合研发的两款专项软件，解决传统设计建模繁琐、荷载计算复杂、人工出图效率低、规范适配难等痛点，以参数化、自动化、三维有限元技术，大幅缩短设计周期、降低人为计算误差，保障地下热力构筑物安全合规，为城市地下“生命线” 工程提供坚实技术支撑。

未来盈建科将持续迭代地下管网系列设计工具，拓展综合管廊、雨污管网、智慧管网配套设计功能，全方位赋能城市更新与地下基础设施高质量建设，让城市地下 “里子” 更安全、更稳固。