

# 筑信达

## 技术通讯

第 19 期

2021 年 09 月

Vol.5 No.3

[www.cisec.cn](http://www.cisec.cn)

Powered by **SAPFIRE**<sup>®</sup>

# CsBridge<sup>®</sup> v23

BRIDGE ANALYSIS, DESIGN AND RATING

- ETABS/SAP2000 减震结构建模注意事项
- 基于 SAFE 的美标冲切设计概述及与国标的异同
- SAP2000 API 入门与 VBA 开发示例
- 新版广东高规在 CiSDesignCenter 中的实现
- 工程应用常见问题案例解析



主 办：北京筑信达工程咨询有限公司  
 主 编：李 立  
 责任编辑：张志国、吴文博  
 美 编：张翠莲、王 蓉

### 北京筑信达工程咨询有限公司

地址：北京市石景山区古盛路 36 号泰然大厦 4 层 408 室  
 电话：010-68924600 技术热线：010-68924600-200  
 传真：010-68924600-8  
 网址：www.cisec.cn 在线支持：support.cisec.cn  
 邮箱：support@cisec.cn (技术支持)  
 sales@cisec.cn (产品销售)

### 筑信达武汉技术中心

地址：武汉市洪山区武珞路 717 号兆富国际 1308 室  
 技术热线：027-8788 6890 / 8788 6891

### 区域代理

#### 北方区

北京华思维泰克科技有限公司  
 联系人：王博  
 手 机：159 1060 8694

#### 华东区

上海江图信息科技有限公司  
 联系人：薛平  
 手 机：137 0172 6345

#### 华南区

广州倍益软件技术有限公司  
 联系人：田茂金  
 手 机：137 6071 9009

#### 华中区

武汉百思通科技有限公司  
 联系人：叶亮  
 手 机：139 9561 6575

#### 西南区

金橡果科技成都有限公司  
 联系人：刘宇  
 手 机：185 1282 0985

# 目 录

## Content

### — 专题文章 —



ETABS/SAP2000 减震结构建模注意事项	1
基于 SAFE 的美标冲切设计概述及与国标的异同	9
SAP2000 API 入门与 VBA 开发示例	18



新版广东高规在 CiSDesignCenter 中的实现	26
型钢混凝土构件正截面承载力计算对比分析	33

### — 工程应用常见问题案例解析 —

柱顶与屋盖的节点连接问题	39
楼层剪力统计异常	41
插入点刚度对楼板挠度的影响	42
楼层力或基地反力合力矩异常	44
考虑重力二阶效应后无法收敛	49
变宽度主梁的建模	51
桥梁支座的多余约束	53
堆载对桥梁影响的分析不收敛	55
某地下管廊分析中的水压力问题	57

新版发布 59

活动报道 62

征稿启事 68





# ETABS/SAP2000 减震结构建模注意事项

筑信达 吴文博

减震结构是在结构中某些部位设置消能器，通过该装置产生摩擦或弹塑性（或黏弹性）滞回变形来耗散地震输入结构的能量，以减小主体结构的地震反应，从而避免结构产生破坏或倒塌，达到减震控制的目的。减震结构在高烈度区的学校、医院等项目上备受工程师的青睐，应用也日益增多。本文就此介绍一下减震结构在 ETABS/SAP2000 建模过程中应当注意的一些问题。

## 1 消能器的单元选择

在 ETABS/SAP2000 中，消能器都是采用连接单元进行模拟，按《建筑消能减震技术规程》(JGJ297-2013) 的要求，可分为如下几种情况进行模拟，见表 1。

表 1 消能器类型与单元类型的对应关系

消能器类型	规范要求	单元类型
软钢消能器	双线性模型、三线性模型或 Wen 模型	1) 多段线性塑性(MultiLinearPlastic) 其中，滞回类型选择为 Kinematic 2) Plastic (Wen)
屈曲约束支撑 (BRB)	双线性模型、三线性模型或 Wen 模型	1) 多段线性塑性(MultiLinearPlastic) 其中，滞回类型选择为 BRB Hardening 2) Plastic (Wen)
摩擦消能器	理想弹塑性模型	多段线性塑性(MultiLinearPlastic) 其中，滞回类型选择为 Isotropic
黏滞消能器	麦克斯韦模型	Damper-Exponential
黏弹性消能器	开尔文模型	Damper-Exponential+linear 并联

其中软钢消能器和屈曲约束支撑都有多种单元可供选择，但一般来讲，软钢消能器推荐采用 Plastic (Wen) 单元，而屈曲约束支撑则建议采用多段线性塑性+ BRB Hardening 滞回类型进行模拟。因为 BRB 硬化模型可以更好的模拟出 BRB 的硬化行为。下图为两种消能器的实验滞回与单元滞回的对比。

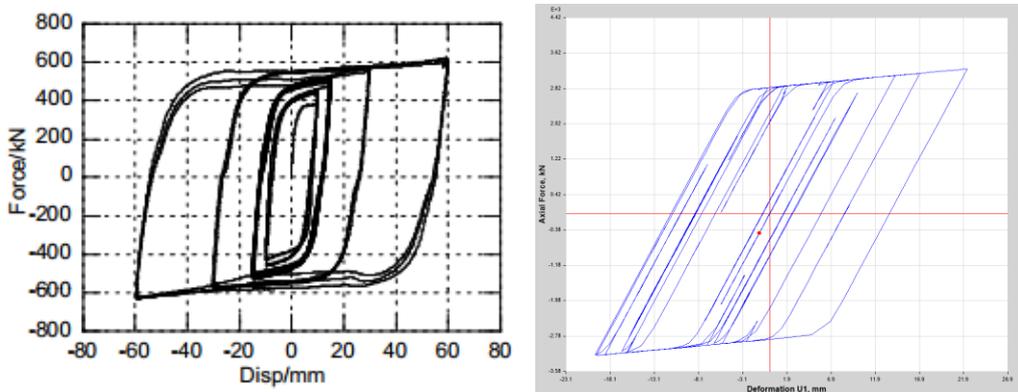


图 1 软钢消能器与 Plastic (Wen) 单元



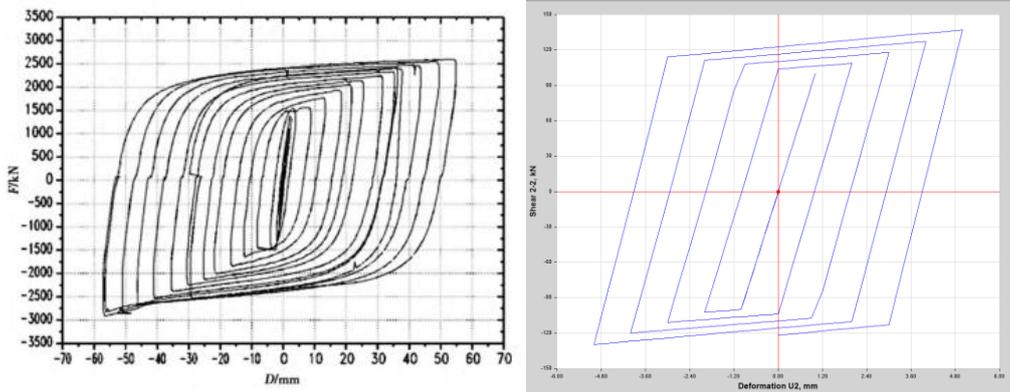


图2 BRB 消能器与 BRB Hardening 滞回

另外，ETABS/SAP2000 中目前并没有开尔文模型对应的单元，只能采用 Damper-Exponential 连接单元与线性（linear）连接单元并联的方式近似模拟。

## 2 连接单元的定义

### 2.1 有效刚度

连接单元的有效刚度只用于线性静力分析、线性时程分析、模态分析和反应谱分析中，所以表面上看，有效刚度是否准确填写并不影响 FNA 法（非线性模态分析）或非线性直接积分法的结果。但实际情况并非如此。有效刚度虽然不影响连接单元的非线性滞回，但是会影响到动力分析中的阻尼部分。以 FNA 法为例，FNA 法的阻尼矩阵可以写为对角矩阵，对角项为  $2\xi_n\omega_n$ ，其中  $\xi_n$  为阻尼比， $\omega_n$  为各阶模态的频率。可以发现，有效刚度越大，频率越大，在相同阻尼比下阻尼的效应越大，如果阻尼比为 0，那么有效刚度的取值就对 FNA 法的计算结果不会产生影响了。

一般情况下，对于黏滞消能器的有效刚度可以填写为 0；对于软钢消能器、BRB 等位移型消能器可以填写初始刚度、期望位移下的割线刚度或者 0。填写初始刚度的话，结构的周期最小，频率最大，模态阻尼耗散的能量最多，可能会低估了结构的响应；如果有效刚度设置为 0，则结构周期最大，频率最小，模态阻尼耗散的能量最少，可能会高估了结构的响应；而使用期望位移下的割线刚度则是一个折中的办法，也是比较推荐的一种方式。

现以某 BRB 支撑框架为例，说明有效刚度对 FNA 法分析结果的影响。如图 3 所示，结构为五层 BRB 支撑框架结构，BRB 非线性参数如图 3 所示，模态阻尼取为 5%。

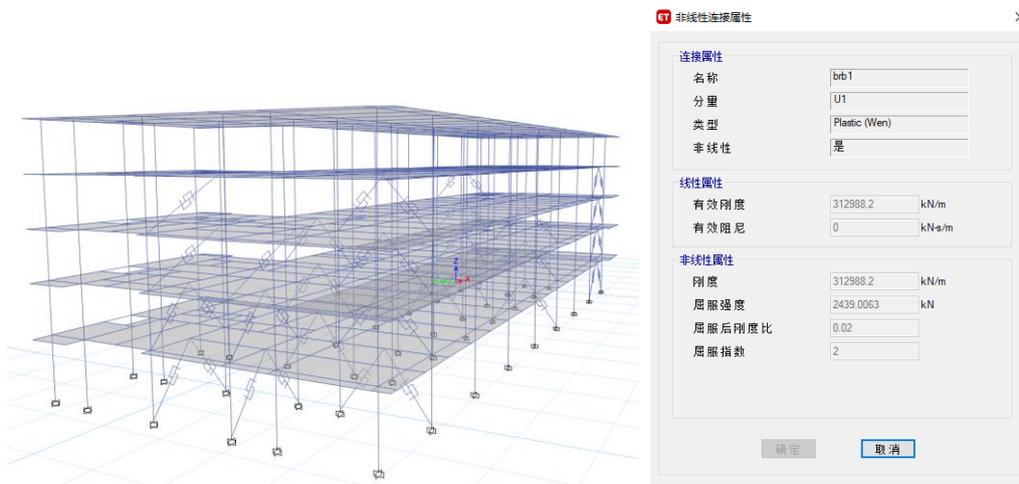


图3 连接单元属性设置

将连接单元的有效刚度分别设置为 312988.2kN/m、62597kN/m 和 0，此时结构的周期分别是 0.65s、0.75s 和 0.80s，最终结构的顶点位移时程和能量图如下图所示。



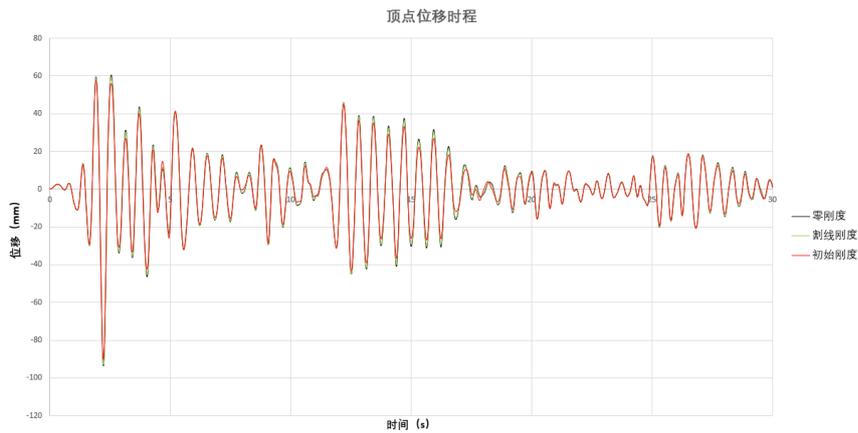
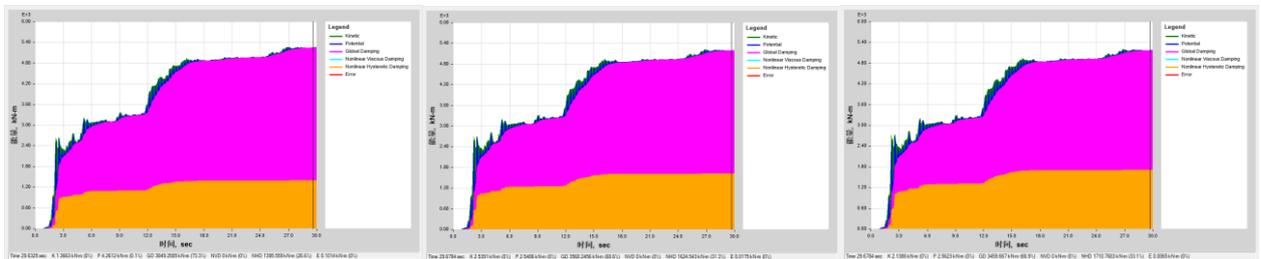


图 4 有效刚度对结构顶点位移时程的影响



初始刚度模型

割线刚度模型

零刚度模型

图 5 有效刚度对能量图的影响

从图 5 中可以看出：对于初始刚度模型，模态阻尼耗能为 3849kN\*m，消能器耗能为 1395kN\*m，附加阻尼约为 1.8%；对于割线刚度模型，模型模态阻尼耗能为 3568kN\*m，消能器耗能为 1624kN\*m，附加阻尼约为 2.3%；而对于零刚度模型，模态阻尼耗能为 3459kN\*m，消能器耗能为 1710kN\*m，附加阻尼约为 2.5%。可知，有效刚度越大，模态阻尼耗能越多，结构响应随之降低，消能器耗能减少，附加阻尼减少；反之，模态阻尼耗能越少，结构响应随之变大，消能器耗能增加，附加阻尼增加。所以，当进行非线性分析时，连接单元的有效刚度推荐使用期望位移下的割线刚度。

## 2.2 连接单元质量/重量与转动惯量

由于消能器的质量/重量相对于结构的质量/重量很小，所以用户常常会忽略掉连接单元的质量/重量，这一般不会带来明显的误差。不过，如果用户采用 FNA 法进行动力时程分析，我们建议设置连接单元的质量/重量，其数值可以填写为消能器的真实质量/重量，而对于转动惯量也建议设置较小的数值，例如 0.0001ton·m<sup>2</sup>。这些质量或者转动惯量的设置会避免在里兹向量模式分析时出现警告信息。具体可参考筑信达知识库：[“质量源定义与阻尼器布置”](#)、[“里兹向量法与非节点荷载”](#)、[“节点质量与无质量自由度”](#)。

## 2.3 Damper-Exponential 单元

Damper-Exponential 单元使用麦克斯韦模型，可以用于模拟黏滞阻尼器，如图 7 所示，麦克斯韦模型由两部分组成，即线性弹簧和阻尼器两部分串联组成。线性弹簧刚度的取值非常重要，其描述的是消能器弹性柔度，包括包裹流体的缸筒以及连接构件等的弹性柔度。通常线性弹簧的刚度取值越大，消能器的滞回曲线越饱满，如图 8 所示。用户可能误认为可输入较大刚度值  $k$  表示



图 6 连接单元质量/重量与转动惯量



“纯”阻尼，但这将导致偏于不保守及不真实的结果。最好从设备生产厂家获得弹性柔度的实际值，或者从工程角度估一个值。《CSI 分析参考手册》中给出的推荐值是  $c/k = 0.1 \text{ s}$ ， $c$  为阻尼系数。

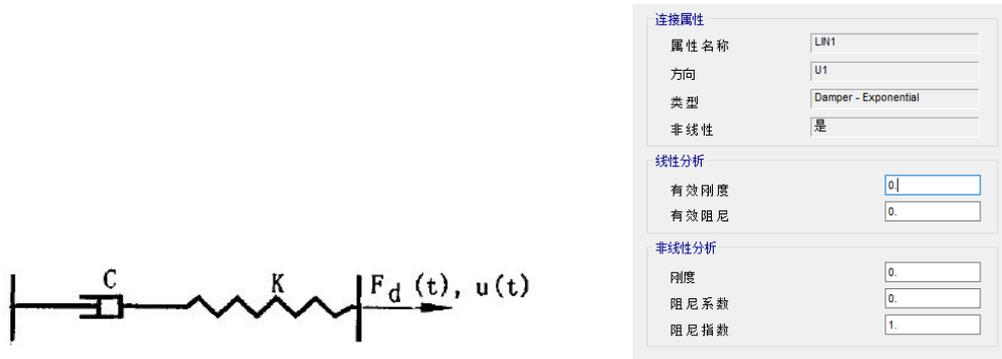


图 7 麦克斯韦模型与参数定义

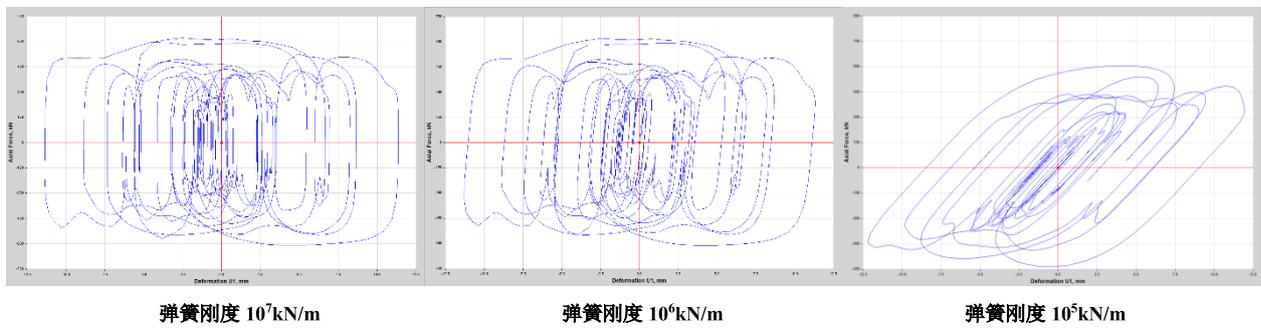


图 8 不同弹簧刚度下消能器滞回曲线

阻尼器部分的内力计算公式为： $F = c \cdot v^\alpha$

其中， $c$ ——阻尼系数。

$\alpha$ ——阻尼指数，阻尼指数越小，每个往复耗散的能量越多，如图 9 所示。

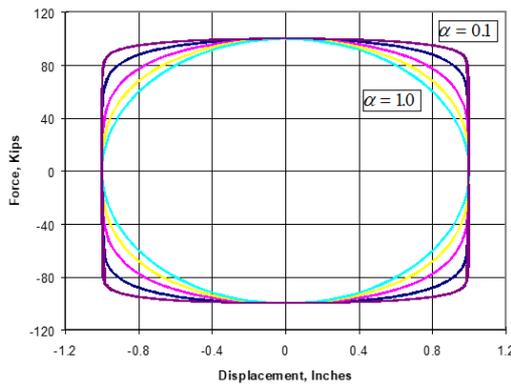


图 9 不同阻尼指数的黏滞消能器的滞回曲线

#### 2.4 Plastic (Wen) 单元

Plastic (Wen) 单元可以用于模拟软钢消能器。其非线性力与变形之间的关系如下式：

$$f = \text{ratio} \cdot k \cdot d + (1 - \text{ratio}) \cdot \text{yield} \cdot z$$

其中：

$k$  ——初始弹性刚度，

$\text{yield}$  ——屈服力，

$\text{ratio}$ ——为指定的屈服后刚度与初始弹性刚度 ( $k$ ) 的比值，

$z$  ——为一个内部滞后变量，按下式计算，



$$\dot{z} = \frac{k}{yield} \begin{cases} \dot{d} \cdot (1 - |z|^{exp}) & \text{if } d \cdot \dot{z} > 0 \\ \dot{d} & \text{其它} \end{cases}$$

exp——屈服指数，屈服指数越大，屈服斜率越陡，如图 10。

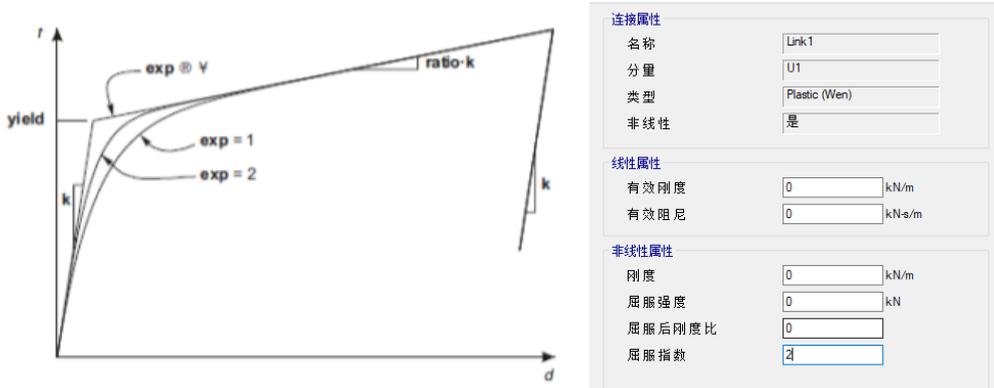


图 10 Plastic (Wen) 单元骨架曲线与参数设置

## 2.5 多段线性塑性 (MultiLinearPlastic) 单元

多段线性塑性单元是一种适用性较广的单元，可以构造出双折线、多折线或者实验结果的力-变形关系。但是曲线形式应遵循以下限制条件：

- 一个点必须为原点(0,0)
- 至少定义一个有正变形的点，和一个有负变形的点
- 对于指定点的变形必须是单值增加的，没有相等的两值
- 同一点的力（弯矩）必须与变形具有相同符号（可以为零）
- 在正变形轴指定的最后两点所给出的斜率，将外插至正变形的无穷远，或者直至其为零；同样地，在负变形轴指定的最后两点所给出的斜率，将外插至负变形的无穷远，或者直至其为零。

搭配不同类型的滞回关系，多段线性塑性单元可以模拟软钢消能器、BRB 以及摩擦阻尼器等。其中软钢阻尼器可以选择 Kinematic 滞回，BRB 可选择 BRB Hardening 滞回，摩擦消能器可以选择 Isotropic 滞回。

## 3 建模要点

### 3.1 消能器的常见布置形式与连接单元自由度选择

消能器的常见的布置形式大致可分为支撑式、墙式和连梁式，如图 11~13 所示。

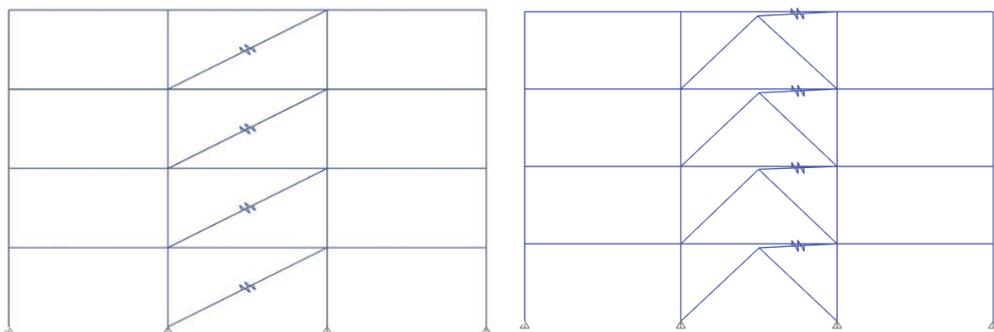


图 11 支撑式布置的阻尼器

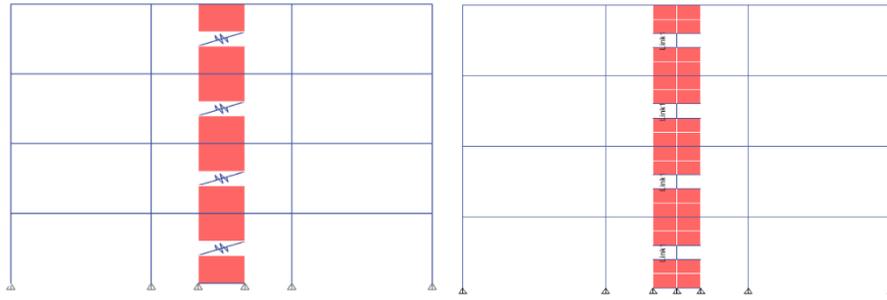


图 12 墙式布置的阻尼器

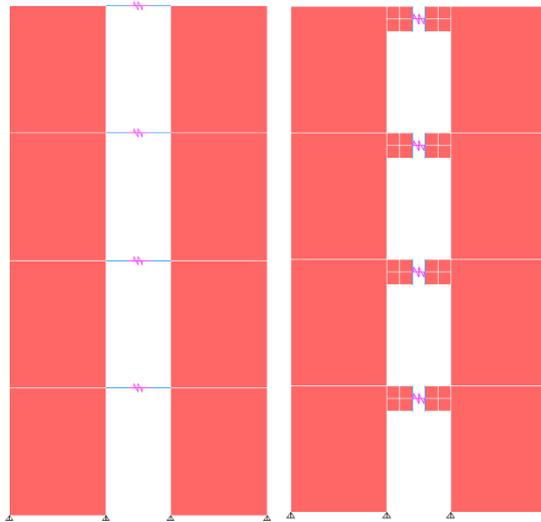


图 13 连梁式布置的阻尼器

一般情况下，如果选择支撑式布置，连接单元在 U1 方向选择非线性，并定义相关参数即可；如果选择墙式布置，当消能器斜放，连接单元在 U1 方向选择非线性，当消能器竖放时，应在 U2 或 U3 方向选择非线性，具体看连接单元的局部轴方向；如果选择连梁式，应在 U2 或 U3 方向选择非线性。通常来讲，我们认为剪切型消能器主要考虑其剪切刚度，转动刚度可以忽略，因此在连接单元定义中也会不选择 R2 或 R3 自由度。但是一些用户误认为忽略 R3 或 R2 自由度，意味着连接单元两端铰接，这样连接单元就不会传递弯矩了。实际并不是这样的，如图 14 所示，剪切和转动自由度是解耦的，程序通过剪力和剪切位置可以计算出相应的端部弯矩，并不会出现无法传递弯矩的情况。相反，如果约束了 R3 或 R2，这会造成图 14 中的转动弹簧刚度无穷大，可能造成结构的刚度异常变大，反而是不推荐的。

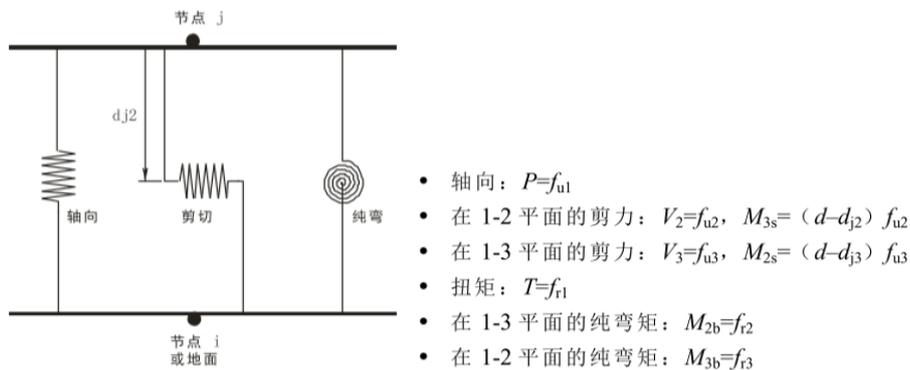


图 14 连接单元非耦合内力计算



### 3.2 连接单元与墙的连接关系

当连接单元选择 U2/U3 方向是非线性自由度，且与墙连接时，需要用户格外注意连接单元与墙的连接刚度。在 ETABS/SAP2000 中，虽然壳单元在膜行为中包含了一个垂直于单元平面的转动刚度，但是这个转动刚度会随着剖分而逐渐减小，因此建议此时在连接单元与墙连接处增设埋设梁。现以一案例说明此问题。

案例为一四层结构，采用墙式布置形式，连接单元为 Plastic (Wen) 考虑 U2 方向为非线性，各层受到一个 100kN 的侧向力，分别对墙采用 4X2 的网格和 8X4 的网格，如图 15。

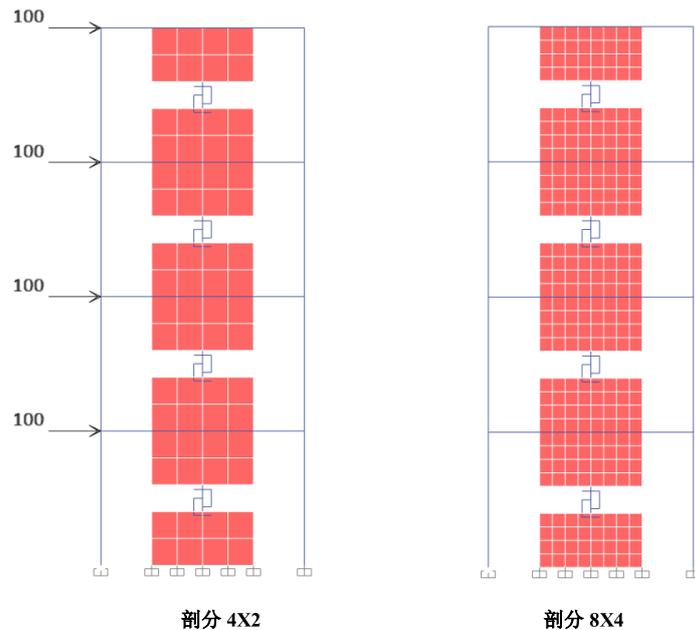


图 15 模型的剖分尺寸

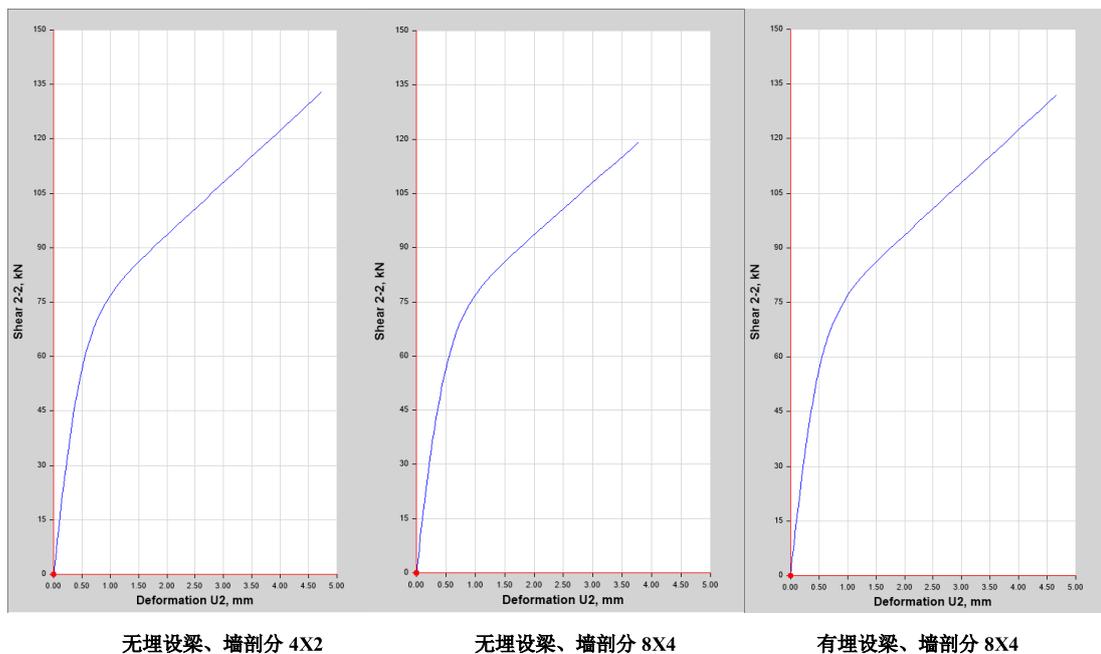


图 16 连接单元剪切变形

通过分析结果可以看出，在无埋设梁的情况下，墙剖分为 4X2 时，连接单元剪切变形约 4.7mm 左右，最大出力约 130kN 左右，而墙剖分为 8X4 时，连接单元变形减小为约 3.8mm，最大出力只有不到 120kN，明显小于墙剖分为 4X2 时；如果添加了埋设梁，即便墙剖分尺寸为 8X4，连接单元的变形和最大出力也与剖分为 4X2 时非常接近。



### 3.3 放大装置模拟

放大装置可以显著的放大消能器的变形，进而提高消能器的耗能。放大装置通常会被应用到黏滞消能器上，放大装置不对结构提供刚度，一般可采用图 17 的方法进行模拟。应当注意的是，放大装置的杆端，应在面内设置端部释放，否则会对面内刚度造成影响；而面外方向不宜全部释放，否则会造成面外为几何瞬变体系，造成分析不收敛。

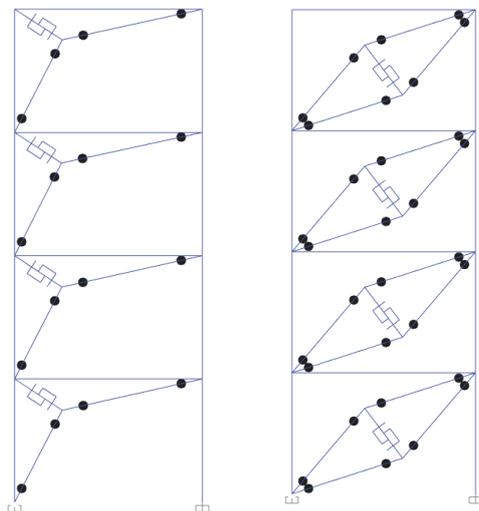


图 17 放大装置的模拟

## 4 结语

本文首先介绍消能器的常见类型，以及各种类型的消能器的模拟方法。其中黏滞消能器建议采用 Damper-Exponential 单元模拟，软钢消能器建议采用 Plastic (Wen) 单元模拟，而 BRB 和摩擦消能器可使用多段线性塑性单元模拟。

然后，介绍了连接单元的定义，包括有效刚度的取值、单元质量/重量和转动惯量的设置、各类连接单元的非线性参数设置以及参数的设置依据。其中有效刚度取值会影响 FNA 法中阻尼耗能部分，而设置连接单元的质量/重力和转动惯量可以有效的避免分析中出现警告信息。

此外，介绍了在 ETABS/SAP2000 软件中消能器的布置形式和自由度选择。对于剪切变形的消能器，可只考虑 U2/U3 方向的自由度，不必考虑 R3/R2 方向的自由度。

最后，当剪切变形的消能器与墙的连接时，用户宜考虑添加埋设梁，可以避免因墙单元剖分而导致阻尼器变形和出力的差异。

## 参考资料

[1] Computers & Structures Inc., 北京筑信达工程咨询有限公司. CSI 分析参考手册. 2019

[2] Computers & Structures Inc. ETABS v18.1.1 联机帮助文档. 2020

[3] JGJ297-2013.,建筑消能减震技术规程[S].北京：中国建筑工业出版社, 2013.



# 基于 SAFE 的美标冲切设计概述及与国标的异同

筑信达 郑翔

承受集中荷载的双向支承板、支承在柱上的无梁楼盖、柱下基础和桩基承台等构件，有可能由于混凝土冲切强度不足而沿闭合表面在板内发生锥体形的斜截面冲切破坏。构件的冲切破坏特点是有两个或两个以上相连的剪切破坏面。影响板抗冲切承载力的主要因素有板的混凝土强度等级、构件有效高度、荷载作用面积以及有无抗冲切钢筋等。其中，抗冲切钢筋主要用在板的高度受到限制的情况。

SAFE 是专门针对混凝土楼板和基础进行三维有限元分析和设计的软件。SAFE 将强大的基于对象的建模工具与直观的图形界面结合起来，能够快速高效地实现建模，能灵活地模拟各种形状的板构件及其相关联的构件，擅长处理开洞、托板、后张预应力钢筋布置、复杂边界等问题。同时，由于内置了很多国家的相关设计规范，使得 SAFE 成为钢筋混凝土楼板及基础设计的有力工具。

本文将结合 SAFE 实现规范要求的技术要点，介绍美标 ACI 318\_14（下文简称 ACI）对非预应力构件冲切设计的相关规定，并分析与国标的异同。最后，介绍 SAFE 进行冲切设计时的设置和结果解读。

## 1. 冲切截面

根据 ACI 22.6.4 条，冲切验算的临界截面位于距离支承面  $d/2$  处，其中  $d$  指冲切截面有效高度，取两个钢筋正交方向的有效高度的平均值（ACI 22.6.2.1）。对于矩形截面柱和集中荷载的情况，临界截面取的是周边平行于柱边或点荷载的矩形区域。对于异形截面柱，其冲切周长形状可参考图 1。综上所述，美标关于冲切截面有效高度和冲切周长的规定和国标是一样的。

SAFE 可以自动判断柱的位置（即中柱、边柱、角柱）和冲切周长，用户也可通过冲切校核覆盖项来修改相应的类型和周长（图 2）。

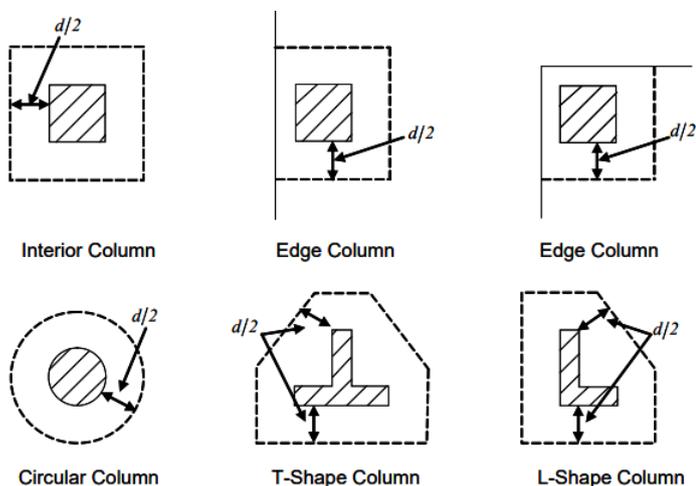


图 1 各种柱截面形式的冲切周长

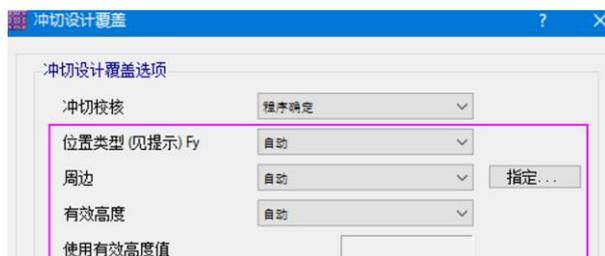


图 2 冲切覆盖项

## 2. 不平衡弯矩

根据 ACI 8.4.2.3.2, 由柱子抵抗的楼板不平衡弯矩分配系数  $\gamma_f$  :

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}$$

根据 ACI 8.4.4.2.2, 由楼板剪应力不均匀导致的不平衡弯矩为  $\gamma_v M_{sc}$ , 其中  $\gamma_v = 1 - \gamma_f$

根据 ACI 8.4.4.2.3, 当有不平衡弯矩时, 内柱或边柱的剪应力分布如图 3 所示。

则: 冲切临界截面处最大组合剪应力为:

$$v_{u,AB} = v_{ug} + \frac{\gamma_v M_{sc} c_{AB}}{J_c}$$

冲切临界截面处最小组合剪应力为:

$$v_{u,CD} = v_{ug} - \frac{\gamma_v M_{sc} c_{CD}}{J_c}$$

式中,  $J_c$  是临界截面的类极惯性矩,  $v_{ug}$  是竖向荷载导致的平均剪应力。

对中柱而言,

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

当存在双向不平衡弯矩时, 则冲切临界截面处最大的剪应力为:

$$v_{u,max} = v_{ug} + \frac{\gamma_v M_{sc} c_{AB}}{J_c} + \frac{\gamma_v M_{sc} c_{CD}}{J_c}$$

我国的《混规》GB50010-2010 的附录 F 中的式 F.0.1-5、式 F.0.1-6 也有考虑了不平衡弯矩及最大剪应力的相关计算公式:

$$F_{l,eq} = F_l + \tau_{unb,max} \mu_m h_0$$

$$\tau_{unb,max} = \frac{\alpha_{0x} M_{unb,x} a_x}{I_{cx}} + \frac{\alpha_{0y} M_{unb,y} a_y}{I_{cy}}$$

从表达形式看, 我国规范与美标是类似的。上式中的  $\mu_m$  对应冲切周长;  $h_0$  对应冲切截面有效高度  $d$ ;  $a_x$ 、 $a_y$  对应  $c_{AB}$ 、

$c_{CD}$ ;  $\alpha_0$  对应  $\gamma_v$ ;  $J_c$  对应  $I_c$ 。但是, 类极惯性矩的计算公式, 两国规范有差别。我国规范  $I_c$  的表达式如下:

$$I_c = \frac{h_0 a_t^3}{6} + 2h_0 a_m \left(\frac{a_t}{2}\right)^2$$

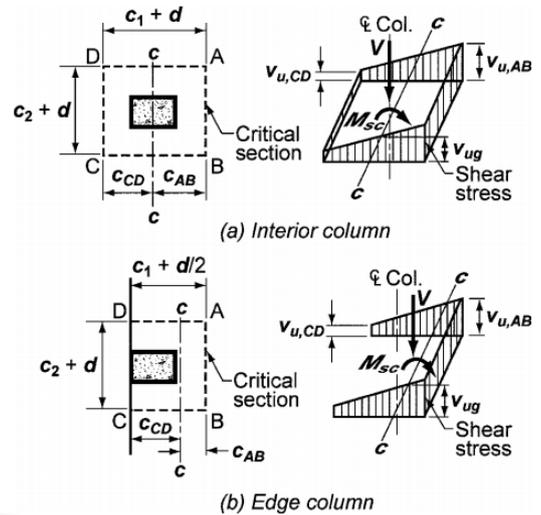


图 3 剪应力分布

其中,  $a_t$  对应  $c_1+d$ ,  $a_m$  对应  $c_2+d$ 。

该式与美标  $J_c$  相比, 忽略了  $a_t h_0^3/6$  项, 即略去了对应美标  $J_c$  公式中的  $(c_1+d)d^3/6$  项。这与《混规》条文说明的信息一致, 即在类似惯性矩的计算公式中, 忽略了  $h_0^3$  的影响。

### 3. 无筋抗冲切承载力

根据 ACI 4.6.1 条, 无筋抗冲切承载力需满足下式:

$$\phi v_n \geq v_u$$

其中:  $\phi$  为抗力分项系数。取 0.75 (ACI 21.2.1)

$v_n$  为名义抗冲切承载力。无筋冲切,  $v_n = v_c$ ;

$v_u$  为承载力极限状态荷载组合对应的设计剪应力;

$v_c$  为混凝土项抗冲切承载力, ACI 规定该项对应混凝土抗冲切临界剪应力;

根据 ACI 22.6.5.2 条, 无筋冲切的混凝土抗冲切剪应力  $v_c$  取表 1 中三者的较小值:

表 1 无筋冲切的混凝土抗冲切剪应力

$v_c$		
取三者较小值	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)
	$v_c = 0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	(b)
	$v_c = 0.083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)

式中:  $\beta$  为柱子长边和短边之比; 对于异形截面柱, 取有效加

载面积的最大边长与垂直于此边最大边长之比, 其中有效加载面积为包围实际加载面积且周长最小的区域, 可参考图 4 取值 (ACI 22.6.5.2);

$\alpha_s$  为柱位置影响系数, 内柱取 40, 边柱取 30, 角柱取 20 (ACI 22.6.5.3);

$b_0$  为冲切临界截面的周长 (ACI 22.6.4.1);

$d$  为冲切截面有效高度, 取两个钢筋正交方向的有效高度平均值 (ACI 22.6.2.1);

$\sqrt{f'_c}$  用于计算  $v_c$  的  $\sqrt{f'_c}$  不能超过 8.3MPa (ACI 22.6.3.1);

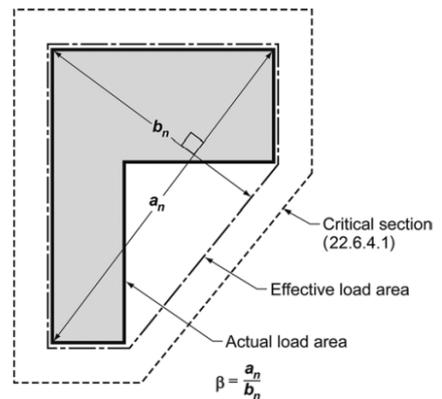


图 4 非矩形受荷区的  $\beta$  取值

$\lambda$  为轻质混凝土修正系数，对常规混凝土取 1.0 (ACI 19.2.4)。

公式 (b) 是由于柱子的长边和短边比大于 2.0 时，根据  $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$  算得的抗冲切剪应力偏于不安全，故考虑了柱的长边之比  $\beta$  的影响。公式 (c) 是考虑了受冲切承载力随临界周长与板有效厚度之比  $b_0/d$  的增大而减小。

#### 4. 有筋抗冲切承载力

根据 ACI 4.6.1 条，有筋抗冲切承载力需满足下式：

$$\phi v_n \geq v_u$$

其中： $\phi$  为抗力分项系数。取 0.75 (ACI 21.2.1)

$v_n$  为名义抗冲切承载力。对于有筋冲切， $v_n = v_c + v_s$ ；

$v_u$  为承载能力极限状态荷载组合对应的设计剪应力；

$v_c$  为混凝土项抗冲切承载力，ACI 规范该项对应混凝土抗冲切临界剪应力；

$v_s$  为钢筋项抗冲切承载力；

##### 4.1 抗冲切钢筋配筋形式

当混凝土板的厚度不足以保证受冲切承载力时，可配置抗冲切钢筋。抗冲切钢筋可采用箍筋和栓钉两种形式，并且这两种形式在计算公式上有差异。

根据 ACI 22.6.7.1，当板的有效高度  $d$  不小于 150mm，且不小于 16 倍的抗冲切钢筋直径时，可以通过配置抗冲切箍筋来提高抗冲切承载力。

对于非变厚度的无抗冲切钢筋平板，只需取距离柱边  $d/2$  作为临界截面验算冲切；但对于有抗冲切钢筋的平板，根据 ACI 22.6.4.1 (a)、(b) 和 22.6.4.2 条，还需要额外验算配置抗冲切钢筋的冲切破坏锥体以外的截面，以避免该处发生无筋冲切破坏。

根据 ACI 22.6.4.2 条，配置了抗冲切箍筋后，除需取距离柱边  $d/2$  的第一临界截面验算冲切以外，还需要考虑第二临界截面，其位于最外侧抗冲切箍筋以外  $d/2$  处，其冲切形状为多边形（图 5）。根据 ACI 8.7.7, R22.6.4.2 条，配置了抗冲切栓钉后，其第二临界截面与抗冲切箍筋形式类似，位于最外侧抗冲切栓钉以外  $d/2$  处，形状亦为多边形（图 6）。SAFE 程序内部会自动验算第二临界面是否满足，无须用户手动干预。

注意：第一临界截面按有筋冲切验算，第二临界截面按无筋冲切验算。

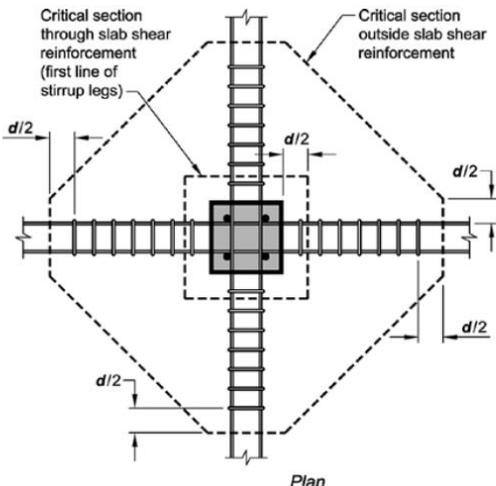


图 5 内柱第一、第二临界截面（抗冲切箍筋）

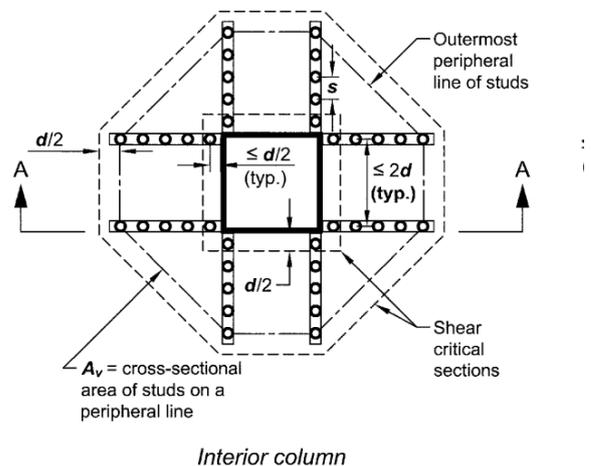


图 6 内柱第一、第二临界截面（抗冲切栓钉）

当配置了抗冲切钢筋后，根据 ACI 22.6.6.1 条，抗冲切剪应力  $v_c$  取值按表 2。

表 2 有筋冲切的混凝土抗冲切剪应力

抗冲切钢筋类型	根据 ACI 22.6.4.1 条，抗冲切剪应力 $v_c$		根据 ACI 22.6.4.2 条，抗冲切剪应力 $v_c$	
箍筋	$0.17\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)	$0.17\lambda\sqrt{f'_c}$	(b)
抗剪栓钉	$0.25\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)	$0.17\lambda\sqrt{f'_c}$	(d)

其中：ACI 22.6.4.1 条适用于各种类型柱子、集中力对应的临界截面；ACI 22.6.4.2 条适用于临近最外侧抗冲切箍筋或抗剪栓钉对应的临界截面。

配置了抗冲切钢筋后，考虑混凝土的开裂，将混凝土所能提供的承载力进行了折减。

当抗冲切钢筋的数量达到一定程度后，板的抗冲切承载力几乎不再增加。为了使抗冲切钢筋能够充分发挥作用，规范规定了板的抗冲切截面限制条件，即 ACI 22.6.6.2 条。对抗冲切钢筋数量限制，避免其不能充分发挥作用和使用阶段在局部荷载附近的斜裂缝过大。当配置了抗冲切钢筋后，有效高度  $d$  应保证在临界截面处的设计剪应力  $v_u$  不得超过表 3 的规定。

表 3 有筋冲切的设计剪应力最大值

抗冲切钢筋类型	根据 ACI 22.6.4.1 条，设计剪应力 $v_u$ 不得超过 $\phi v_{\max}$ ：	
箍筋	$\phi v_{\max} = \phi 0.5\sqrt{f'_c}$	(a)
抗剪栓钉	$\phi v_{\max} = \phi 0.66\sqrt{f'_c}$	(b)
其中： $\phi$ 为抗力分项系数，取 0.75 (ACI 21.2.1)		

我国的《混规》GB50010-2010 的 6.5.3 条也规定了受冲切承载力的限值：

$$F_l \leq 1.2 f_t \eta u_m h_0$$

该公式其实就是类似于表 3 的设计剪应力最大值，只是国标的公式是以力的形式表达，而美标的公式是以剪应力的形式表达。此外，国标没有区分抗冲切钢筋是箍筋还是抗剪栓钉，取的是统一公式。

《混规》GB50010-2010 的 6.5.4 条规定，配置抗冲切钢筋的冲切破坏锥体以外的截面，尚应按本规范第 6.5.1 条（即国标无筋冲切公式）的规定进行受冲切承载力计算，此时， $u_m$  应取配置抗冲切钢筋的冲切破坏锥体以外  $0.5h_0$  处的最不利周长。该条其实类似于美标第二临界面的验算规定。

#### 4.2 抗冲切钢筋计算

由于 ACI 规范是验算的剪应力，因此抗冲切钢筋的剪应力项也应该将抗冲切钢筋承载力在临界截面平均。钢筋项抗冲切承载力  $v_s$  按下式计算：

$$v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_0 s}$$

式中： $A_v$  为冲切临界周长处，抗冲切钢筋的总面积；

$f_{yt}$  为抗冲切钢筋屈服强度 (ACI 20.2.2.4)；当需控制裂缝时， $f_{yt}$  不应超过 420MPa (ACI R22.6.3.2)；

$b_0$  为冲切临界截面的周长 (ACI 22.6.4.1)；

S 为抗冲切箍筋间距。

抗冲切钢筋所需面积按下式计算：

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(v_u - \phi v_c) b_0}{\phi f_{yt}}$$

式中： $v_c$  按有筋抗冲切承载力取值；

当  $v_u > \phi v_{max}$  时，配筋失败，此时需加大钢筋混凝土板的抗冲切尺寸，即加大托板尺寸或者增加板厚。

我国的《混规》GB50010-2010 的 6.5.3 条也以力的形式，规定了配置箍筋、弯起钢筋时的受冲切承载力：

$$F_l \leq 0.5 f_t \eta u_m h_0 + 0.8 f_{yv} A_{svu} + 0.8 f_y A_{sbu} \sin \alpha$$

该公式中的  $A_{svu}$  是与呈 45° 冲切破坏锥体斜截面相交的全部箍筋截面面积， $A_{sbu}$  是与呈 45° 冲切破坏锥体斜截面相交的全部弯起钢筋截面面积。

国标的这两个面积都是指：有效截面高度  $h_0$  范围内，需要配置的钢筋总量。美标公式求得的面积是指：单位宽度的抗冲切箍筋面积。两者只是公式表达形式不一样，其原理类似。

### 4.3 抗冲切钢筋布置要求

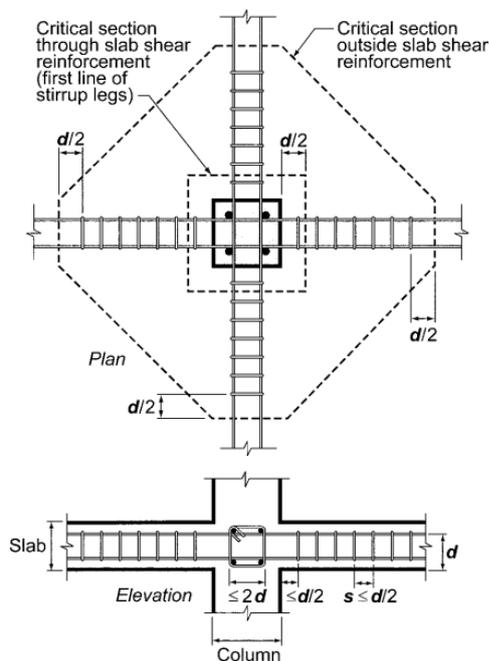


图 7 抗冲切箍筋布置示意图

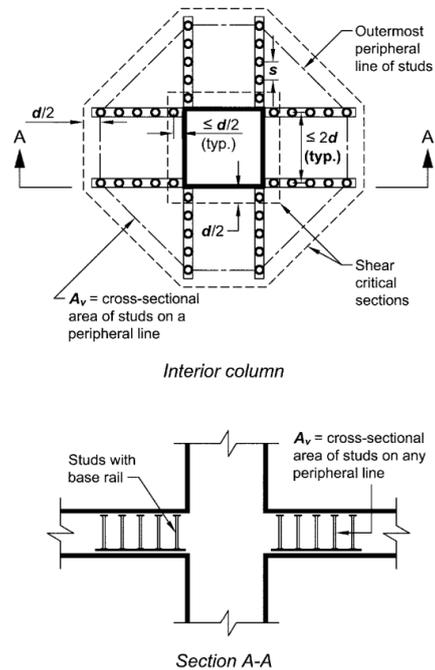


图 8 抗冲切栓钉布置示意图

抗冲切箍筋的布置要求需满足 ACI 8.7.6 条要求 (图 7)，即：

- (1) 柱边与最内侧抗冲切箍筋间距不得大于  $d/2$ ；
- (2) 抗冲切箍筋之间的间距  $s$  不得大于  $d/2$ ；
- (3) 抗冲切箍筋的肢距不得大于  $2d$ 。

抗冲切栓钉的布置要求需满足 ACI 8.7.7 条要求(图 8)，即：

- (1) 柱边与最内侧抗冲切栓钉间距不得大于  $d/2$ ；

- (2) 抗冲切栓钉之间的间距  $s$ : 当  $v_u \leq \phi 0.5\sqrt{f'_c}$  时, 不得大于  $3d/4$ ; 当  $v_u > \phi 0.5\sqrt{f'_c}$  时, 不得大于  $d/2$ ;
- (3) 抗冲切栓钉的肢距不得大于  $2d$ 。

## 5. SAFE 冲切设计

以某无梁楼盖的冲切校核为例说明 SAFE 冲切设计的流程。若用户建模过程正确, 无需修改冲切设计覆盖项, 程序能自动判断构件是内柱、边柱还是角柱; 能自动计算冲切周长及冲切截面有效高度。若经过计算后, 冲切不满足, 则可选中冲切不足的节点, 通过【设计>冲切校核覆盖】, 输入抗冲切钢筋样式、钢筋强度、钢筋直径及钢筋间距, 之后再次运行设计, 程序会输出更新后的设计结果。各覆盖项的含义见 5.1 节。

### 5.1 覆盖项设置

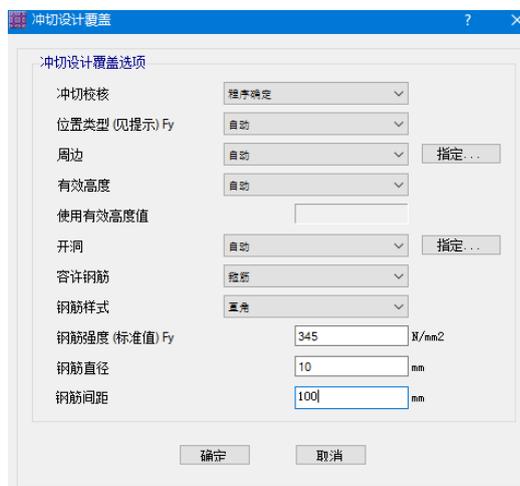


图 9 抗冲切箍筋布置示意图

SAFE 软件中, 可根据选择的各国规范, 进行相应的冲切设计。在冲切设计中, 最重要的就是冲切设计覆盖项, 图9中各个覆盖项的意义和作用见表4。

表 4 冲切设计覆盖项

NO.	项	可选值	默认值及说明
1	冲切校核	程序默认/否	“程序确定”则程序默认对模型进行冲切校核; 选择“否”, 则对选中的构件不进行冲切设计。
2	位置类型	自动/内部/边1/边2/边3/边4/角1/角2/角3/角4	“自动”则程序自动判断构件是内柱、边柱还是角柱; 也可人为指定, 影响冲切周长及柱类型。
3	周边	自动/指定冲切周长/指定受荷尺寸	“自动”则程序自动确定冲切周长; 也可人为指定冲切周长。
4	有效高度	自动/指定	“自动”则程序自动确定有效高度; 也可人为指定有效高度。
5	开洞	自动/指定	“自动”则程序自动根据开洞位置确定冲切周长; 也可人为指定开洞数据。
6	容许钢筋	否/箍筋/剪力架	“否”则程序按无筋冲切计算; “箍筋”则无筋冲切不满足时, 按抗冲切箍筋计算; “剪力架”则无筋冲切不满足时, 按抗冲切栓钉计算。
7	钢筋强度	用户输入	抗冲切钢筋的设计强度 $F_y$ 。
8	钢筋直径	用户输入	抗冲切钢筋的直径。
9	钢筋间距	用户输入	抗冲切钢筋的间距 $s$

## 5.2 设计结果及解读

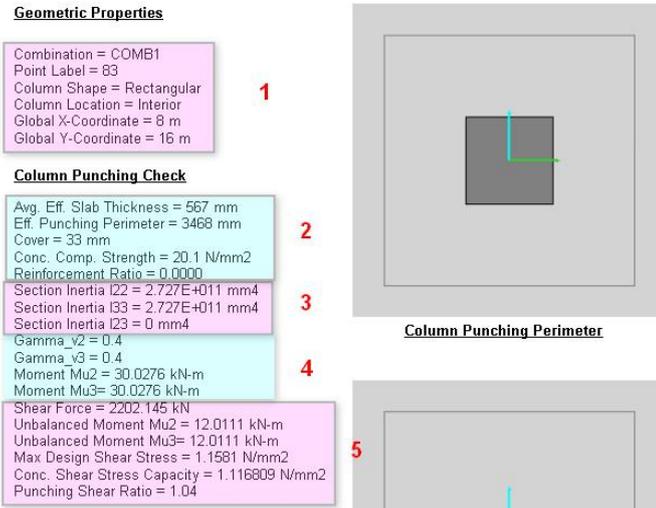


图 10: 冲切详细设计细节

SAFE 会在设计细节中输出详细的设计信息，如图 10 所示。以下按图 10 中的序号说明各部分内容的含义：

1. 冲切位置处基本信息，包括：默认最不利荷载组合、柱截面中心点标签、截面形状、位置信息、柱截面中心点坐标。
2. 计算冲切周长的相关参数，包括：冲切截面有效高度、冲切周长、混凝土保护层厚度、以及混凝土抗压强度、配筋率（欧标有关）。
3. I22、I33、I23 为对 2、3 轴在临界截面计算的类似极惯性矩，用于计算剪应力。
4.  $\Gamma_{v}$  为折减系数，与柱截面尺寸、柱位置相关，代表楼板剪应力不均匀导致的不平衡弯矩系数。Moment MU 为不平衡弯矩，绕临界截面周长重心轴作用，近似等于柱顶弯矩与剪力引起的弯矩之和。
5. Shear Force 为剪力，近似等于柱底反力扣除柱自重、冲切周长内的荷载(包含冲切范围内材料的自重)。Unbalance Moment MU：代表转化为剪力的不平衡弯矩值，等于  $\Gamma_{v}$  与 Moment MU 的乘积。Max Design Shear Stress 为临界截面处的设计剪应力  $v_u$ ，程序分别在柱截面四个点处计算剪应力，取最大值。Conc. Shear Stress Capacity 为考虑了抗力分项系数的混凝土项承载力  $\phi v_c$ 。Punching Shear Ratio：冲切系数，为设计剪应力与混凝土项承载力的比值，反映抗冲切承载能力。该值小于 1 时代表冲切验算满足要求，大于 1 代表抗剪承载力不满足要求。

### Punching Reinforcement Design

Rebar Yield Strength = 345 N/mm<sup>2</sup>  
 Rebar Diameter = 10 mm  
 Number of Rebar Sets = 11  
 Number of Single Leg Stirrups per Set = 12  
 Typical Rebar Spacing = 100 mm

图 11: 冲切钢筋输出细节

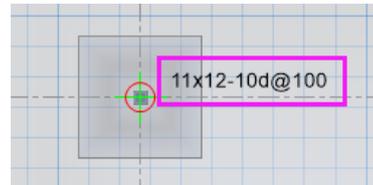


图 12: 冲切钢筋示意图

图 11、12 是 SAFE 冲切配筋信息的表达。

图 11 中，从上到下的含义为：抗冲切钢筋强度  $f_y$ 、钢筋直径、每排箍筋总肢数、箍筋所需总排数，两排箍筋之间的距离。

综合图 11、12 的信息可知，抗冲切箍筋的屈服强度  $f_y$  为 345MPa，箍筋直径为 10mm，箍筋需布置的总排数为 12 排，每排箍筋在所有方向上需布置的总肢数为 11 肢。对于内柱，可在四个方向均布置抗冲切箍筋，将 11 肢除以 4，偏大取值，可得每个方向每排需布置 3 肢箍，总共需布置 12 排。最终的箍筋布置方案可参考图 13。

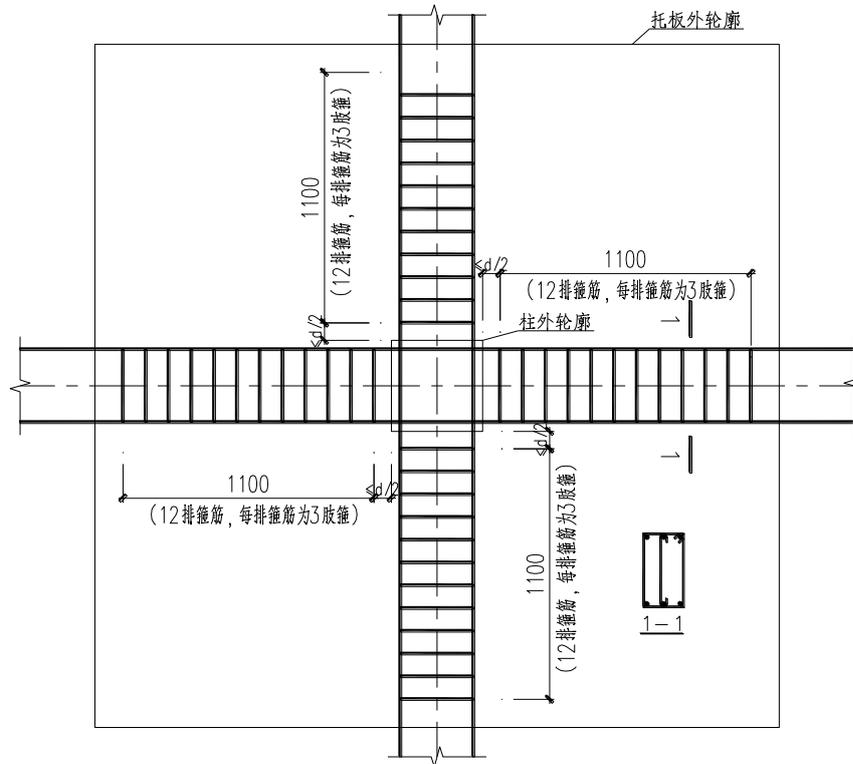


图 13 冲切钢筋布置平面示意图

### 参考资料

- [1] 尼尔逊. 混凝土结构设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994.
- [2] 混凝土结构设计规范: GB50010-2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [3] Building Code Requirements for Structural Concrete. ACI 318M-14 [S]. 2014.

# SAP2000 API 入门与 VBA 开发示例

筑信达 孙雪艳

SAP2000 是通用结构分析与设计软件，广泛应用于建筑结构、工业建筑、市政工程、桥梁工程、港口运输等不同行业、不同类型的结构分析与设计。SAP2000 适用的结构类型多，行业范围广泛，提供了较为通用的建模方法和结果输出，也提供了一些快速编辑模型的方法，如交互式数据库编辑、s2k 文本编辑、Excel 文件导入导出等方式。每个行业有各自的特点，在处理一些行业内问题时，SAP2000 提供的原生功能不能直接满足要求，在建模阶段需要一些重复的操作，在结果输出中需要对输出的结果进行二次处理。这时，利用 SAP2000 提供的 API 功能，可以通过编程的方式编制工具，操作 SAP2000，进行二次开发，将繁琐的手工操作转化为自动化的定制工具。API 功能可以使用不同的开发工具进行编译，满足不同工程师的需求。本文介绍 SAP2000 API 接口的功能、学习资源、简单的 VBA 开发示例，希望帮助更多编程基础薄弱的工程师入门二次开发。

## 1 功能简介与帮助文件

SAP2000 从 V11 版本开放 API (Application Programming Interface) 接口。API 接口是 SAP2000 提供的一系列接口函数，工程师通过编程方式使用 API 接口函数访问 SAP2000，控制 SAP2000 的使用。利用 API 接口函数可以实现参数化自动建模、荷载设置、流程控制、结果查询与统计等功能。API 接口函数包含以下功能：

- (1) 启动、关闭 SAP2000，模型文件的打开、保存等。
- (2) 属性定义，包括材料、截面、荷载模式、荷载组合、反应谱函数定义等
- (3) 建模，包括建立点、线、面单元、连接单元等
- (4) 编辑，包括带属性复制、拉伸、移动、单元分割合并等。
- (5) 指定，包括荷载、组、构件参数指定等。
- (6) 分析，包括指定分析选项、运行分析、获取应力、内力、位移等。
- (7) 设计，包括设置首选项、覆盖项，提取设计结果等。
- (8) 单元选择，包括按组选择、按属性选择、按区域选择等。
- (9) 视图刷新，可刷新视图显示。

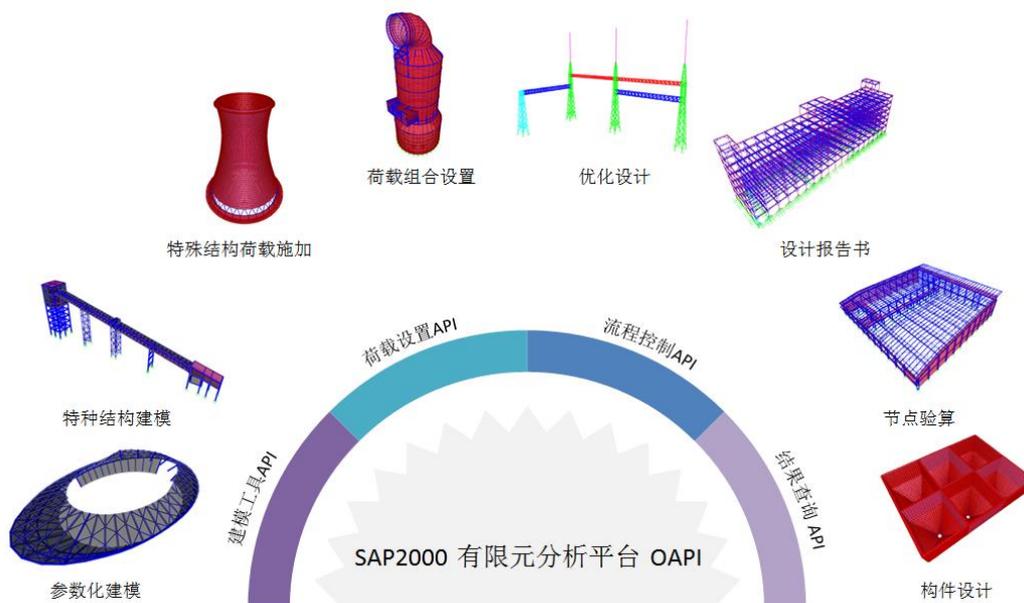


图 1 API 接口函数用途

SAP2000 安装目录下的 CSI\_OAPI\_Documentation.chm 文件是 SAP2000 提供的 API 帮助文件，如图 2 所示，包含入门指南、函数参考手册、样例代码以及版本间改变等内容，函数的具体功能查看 CSI API Functions 部分。函数按照功能类型分类，依次



为：通用函数、分析模型、编辑、文件、定义、模型、分析、设计、选择、选项、视图。通用函数用于软件的打开关闭、模型单位设置等操作；分析模型用于提取分析模型的结果；对象模型用于进行对象操作，其他功能与 SAP2000 菜单中的功能对应，可按照使用功能查找相应的函数。函数的层级见图 3，关于模型操作的函数主要是在 SapModel 中。对每一个具体的函数，给出了函数的定义、函数参数说明，函数说明以及 VBA 函数示例。样例代码部分提供了多种编译环境的示例代码，包括 VBA、VB、C#、Intel Visual Fortran、C++、MATLAB、Python 编译环境。

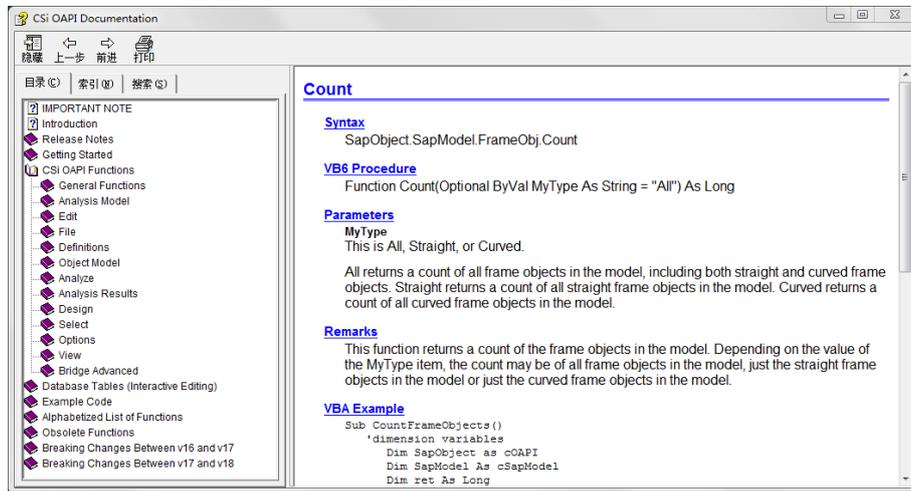


图 2 CSI\_OAPI\_Documentation 文档内容

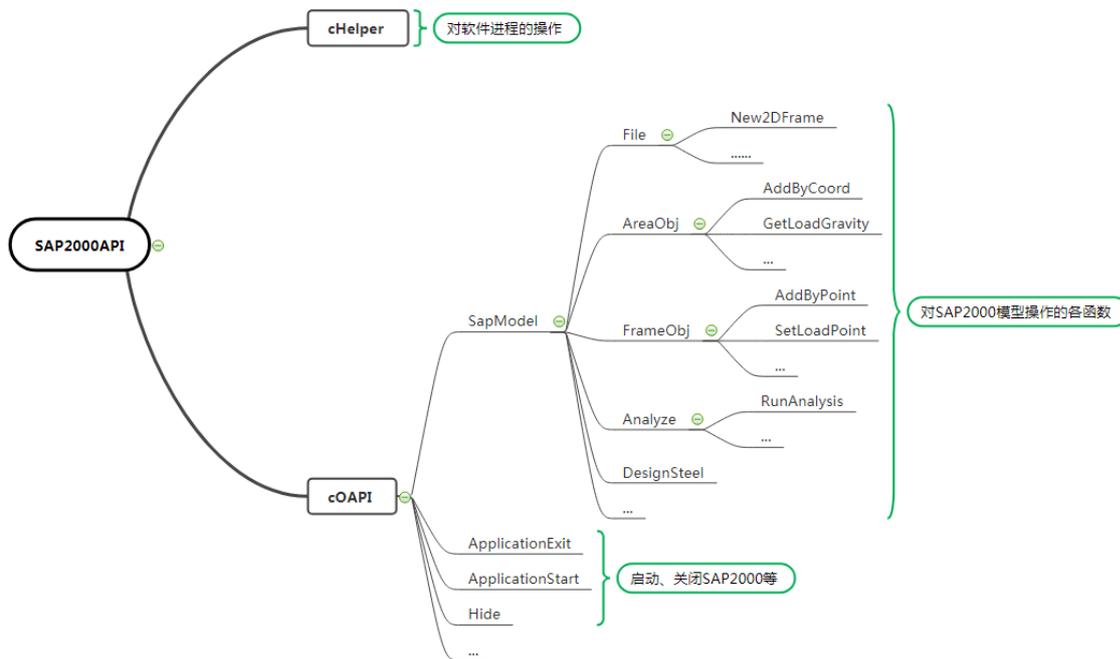


图 3 API 函数层级图

## 2 开发环境与开发方式

SAP2000 API 开发支持多种开发环境，可以使用 VBA、VB、C++、C#、Intel Visual Fortran、Python、MatLab 等进行开发。VBA 集成于 Office 的各应用程序中，如 Word、Excel 等，应用方便，不需要单独安装编译环境，其它几种开发环境均需安装单独的开发环境，并需要对应用具有一定了解，可以根据情况选择适合的开发环境。

SAP2000 API 调用方式有两种，外部调用和内部调用。外部调用是指：写一个调用 API 的程序，该程序自动启动关联 SAP2000



程序，控制软件进行建模、分析、结果提取等操作。内部调用是指：写一个功能插件，此插件是一个动态链接库（.dll 文件），将插件在 SAP2000 的工具栏加载，进行模型操作时，直接使用在工具栏中加载的插件，和 SAP2000 自有功能的使用方式相同。以下是 SAP2000 API 两种调用方式的实例。

筑信达工具箱（CiSApps）是基于 SAP2000 开发的工具集，安装完成后，在 SAP2000 “工具” 菜单下点击筑信达工具箱命令，打开筑信达工具箱，即对当前模型使用筑信达工具箱中提供的各项功能，如图 4 所示。筑信达工具箱根据使用性质分为四种类型：建模工具、统计查询、设计校核、模型转化。该工具箱采用内部调用的方式，集成在 SAP2000 中，工程师可随时调用。

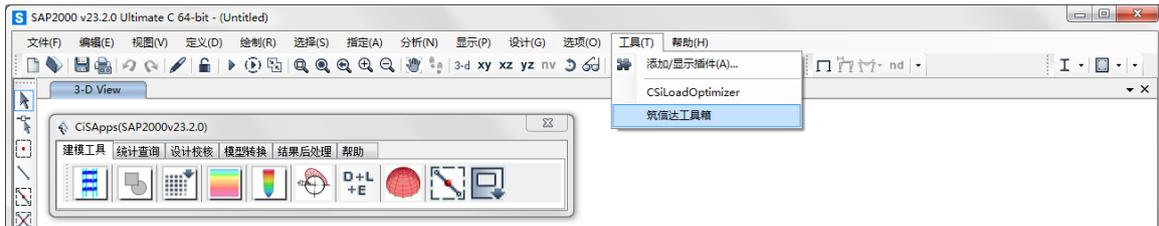


图 4 筑信达工具箱

变电站构架设计软件 CISGTCAD 是一款基于 SAP2000 API 开发的面向特定行业的一体化设计软件，采用参数化方式建立模型，通过 SAP2000 API 功能与 SAP2000 无缝对接，采用构架设计规范对构件进行校验，快速准确的进行变电站构架的分析设计与施工图设计，形成变电站构架建模、分析、设计、施工图一体化的设计系统。CISGTCAD 中的分析设计模块，是根据建立的参数化模型自动调用 SAP2000 进行分析设计，采用外部调用的方式，整个过程中不需要进行交互，自动完成。

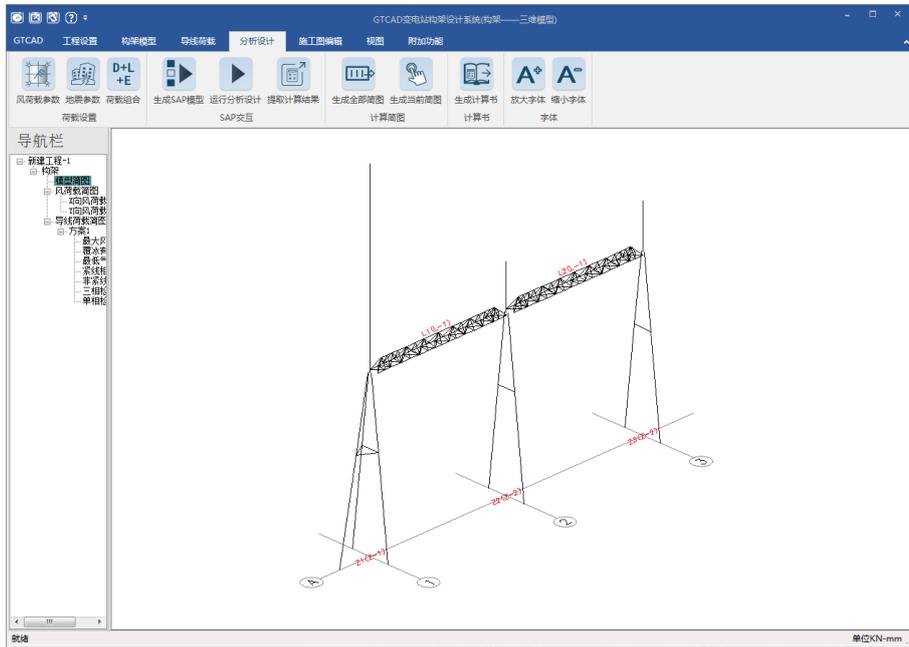


图 5 变电站构架设计软件 CISGTCAD 分析与设计模块菜单

### 3 函数使用

API 接口提供的函数同 SAP2000 中的操作相对应，如果熟悉 SAP2000 的操作，则使用 API 接口函数进行二次开发，就是将 SAP2000 的操作过程代码化，形成可应用的工具。以给杆件施加集中荷载为例来介绍 API 函数参数与实际操作的对应关系。

在 SAP2000 中对杆件指定集中荷载的操作顺序为：选择杆件，选择菜单【指定】->【框架荷载】->【集中荷载】，弹出指定集中荷载对话框，设置荷载参数，如图 6 所示，荷载模型为 DEAD，坐标系为 GLOBAL，荷载方向为 Gravity（重力方向），荷载类型为 Force（力），在相对位置中输入 0.5，下方对应的编辑框中输入 2000，选项中为“替换现有荷载”，勾选距离 1 端的相对距离，表示在杆件的中间位置指定方向向下的集中荷载，荷载值为 2kN，显示杆件的荷载信息如图 7 所示。



图 6 指定集中荷载对话框

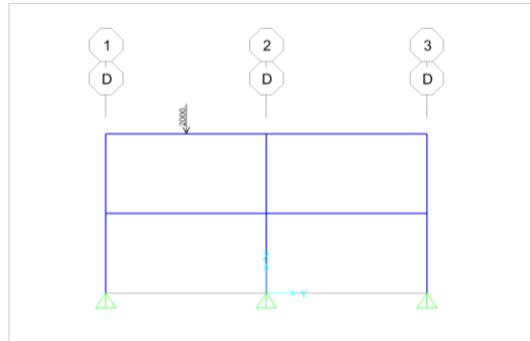


图 7 显示杆件的荷载

上述杆件指定集中荷载操作使用 API 来完成，使用函数为 mySapModel.FrameObj.SetLoadPoint("15", "DEAD", 1, 10, 0.5, 2)。SetLoadPoint 函数的具体定义见图 8 中的函数定义。每个参数的含义与 SAP2000 操作的对应可以参见图 8。函数中有多个参数，以逗号隔开，每个参数声明方式为 ByVal Name As String, ByVal 是参数的传递类型, Name 是参数名, As 后的 String 表示变量类型。参数的传递类型有 2 种, ByVal 表示此变量以值传递, ByValRef 表示此变量以地址传递, 对于需要返回数据的参数使用此种类型, Optional ByVal 的含义是指当前参数可选, 不传递则用默认值代替。SetLoadPoint 函数有 10 个参数, 而在上面给出的函数使用了 6 个参数, 后面四个参数是 Optional ByVal 类型, 未输入, 使用默认值。不同的参数类型不同, 如 Name 为 String (字符串) 类型, Val 为 double (双精度浮点型) 类型, Replace 为 Boolean (布尔) 类型。函数定义、参数说明以及函数示例均使用 VBA 语法编写, 如使用 VBA 进行 API 的开发, 可以按照帮助文件中的说明进行变量的定义和函数的使用。在不同的编程软件中, 变量类型、函数使用方法等有区别, 如使用其他类型的开发环境, 要注意变量的定义与函数的使用。

**SetLoadPoint**

**Syntax 函数语法**  
SapObject SapModel.FrameObj.SetLoadPoint

**VBA Procedure 函数定义**  
Function SetLoadPoint(ByVal Name As String, ByVal LoadPat As String, ByVal MyType As Long, ByVal Dir As Long, ByVal Dist As Double, ByVal Val As Double, Optional ByVal CSys As String = "Global", Optional ByVal RelDist As Boolean = True, Optional ByVal Replace As Boolean = True, Optional ByVal ItemType As Integer = Object) As Long

**参数说明**

**Name** 为杆件或组名称, 对应SAP2000中选择的构件  
The name of an existing frame object or group, depending on the value of the ItemType item.

**LoadPat** LoadPat为荷载模型, 对应窗口中的荷载模式项  
The name of a defined load pattern.

**MyType** MyType为荷载类型, 对应窗口中的荷载类型项  
This is 1 or 2, indicating the type of point load.  
1 = Force  
2 = Moment

**Dir** Dir为荷载方向, 对应窗口中的荷载方向  
This is an integer between 1 and 11, indicating the direction of the load.  
1 = Local 1 axis (only applies when CSys is Local)  
2 = Local 2 axis (only applies when CSys is Local)  
3 = Local 3 axis (only applies when CSys is Local)  
4 = X direction (does not apply when CSys is Local)  
5 = Y direction (does not apply when CSys is Local)  
6 = Z direction (does not apply when CSys is Local)  
7 = Projected X direction (does not apply when CSys is Local)  
8 = Projected Y direction (does not apply when CSys is Local)  
9 = Projected Z direction (does not apply when CSys is Local)  
10 = Gravity direction (only applies when CSys is Global)  
11 = Projected Gravity direction (only applies when CSys is Global)

The positive gravity direction (see Dir = 10 and 11) is in the negative Global Z direction.

**Dist**  
This is the distance from the I-End of the frame object to the load location. This may be a relative distance (0 <= Dist <= 1) or an actual distance, depending on the value of the RelDist item. [L] when RelDist is False

**Val** Dist为荷载位置距离边缘的长度, 可以为相对距离或绝对距离, 对应窗口中的相对距离一行  
This is the value of the point load. [F] when MyType is 1 and [L] when MyType is 2 Val为荷载值, 对应窗口中的

**CSys** CSys为坐标系, 对应为窗口中的坐标系选项  
This is Local or the name of a defined coordinate system. It is the coordinate system in which the loads are specified.

**RelDist** RelDist为是否为相对距离, 对应窗口中的相对距离绝对距离勾选项  
If this item is True, the specified Dist item is a relative distance, otherwise it is an actual distance.

**Replace** Replace为是否替换现有荷载, 对应窗口中的选项, 叠加现有荷载和替换现有荷载  
If this item is True, all previous loads, if any, assigned to the specified frame object(s), are deleted before making the new assignment.

**ItemType** ItemType为枚举类型, 可以对杆件、组或者选择构件进行操作, 对应Sap2000中的选择构件操作  
This is one of the following items in the itemType enumeration.

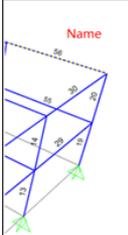



图 8 函数定义

从以上例子可以看出, API 函数的使用和在 SAP2000 操作使用相似, 熟悉 SAP2000 的操作能更好的理解函数并应用。在使用函数时也要注意, 不是所有的函数都与 SAP2000 中的操作相同, 如杆件上的集中荷载删除和荷载指定使用同一个窗口, 而在 API 接口中, 杆件上的集中荷载删除使用函数 mySapModel.FrameObj.DeleteLoadPoint。

## 4 VBA 开发示例

本文以一个建模和读取结果工具为例介绍 VBA 的开发。在 Excel 中的开发工具中打开 VBA，添加对 SAP2000 Application Programming Interface (API) 的引用，如图 9 所示，如在引用窗口中找不到 SAP2000 Application Programming Interface (API)，使用浏览功能，找到 SAP2000 安装目录下的 SAP2000v1.tlb 文件，手动添加 AP2000 Application Programming Interface (API)。点击 ThisWorkBook，输入如图 10 所示代码，运行后，自动打开 SAP2000，建立如图 11 所示的二维框架，自动运行分析，分析完成后提取 DEAD 工况的节点位移结果，显示在 Excel 的表格中，如图 12 所示。

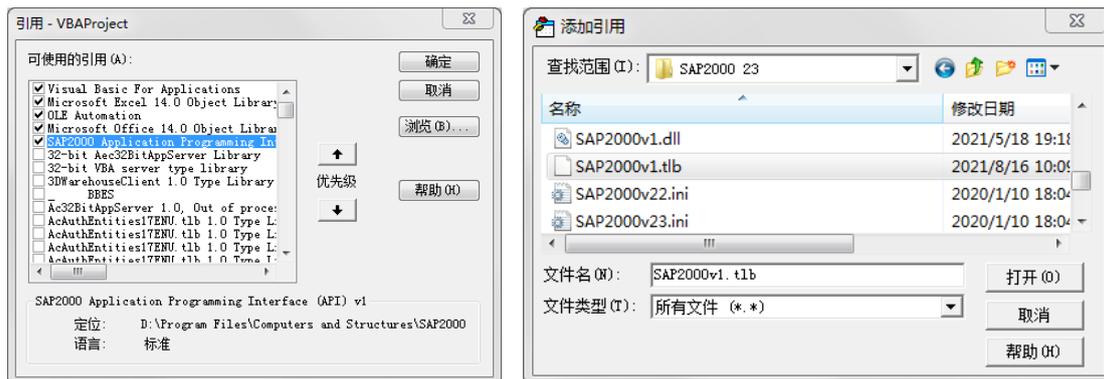


图 9 添加引用窗口

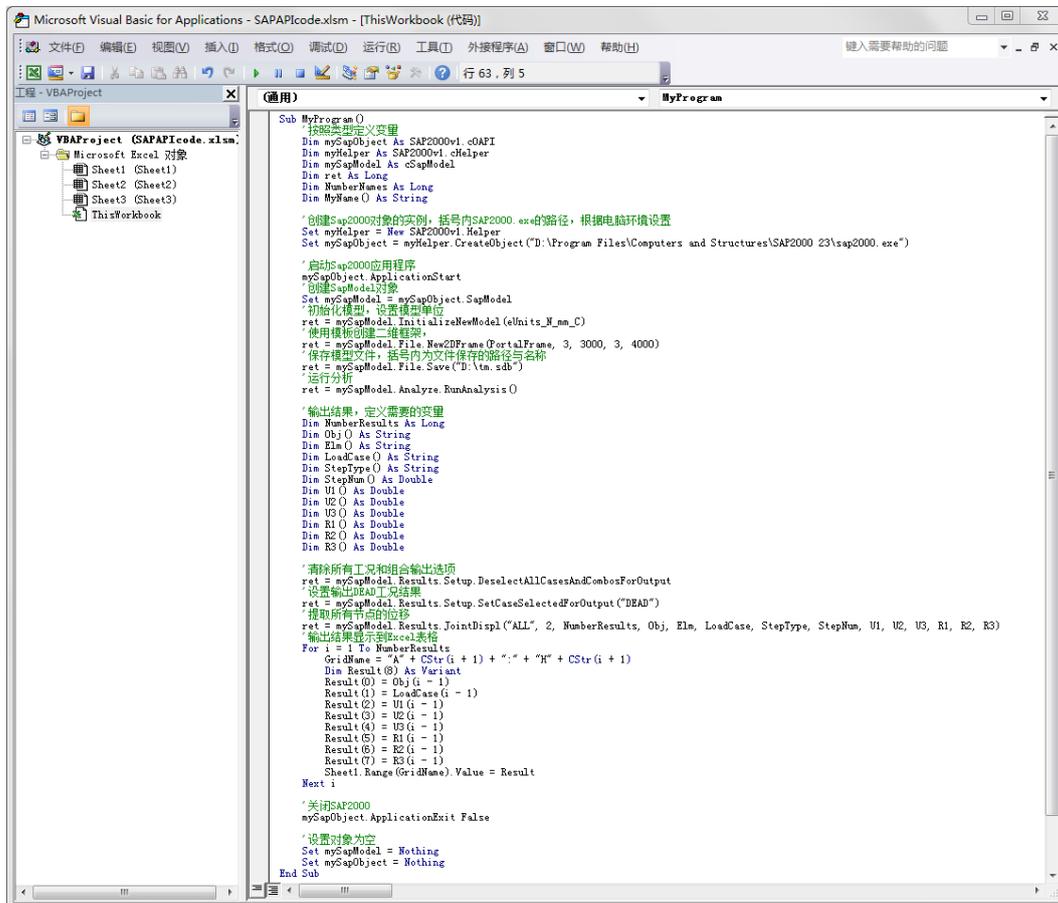


图 10 示例代码

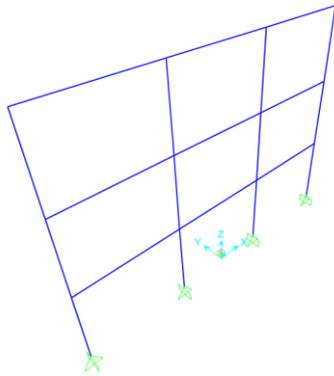


图 11 二维框架图

编号	荷载工况	U1	U2	U3	R1	R2	R3
1	DEAD	0	0	0	0	-4.8E-06	0
2	DEAD	-0.00061	0	-0.0149	0	9.96E-06	0
3	DEAD	-0.00028	0	-0.02428	0	6.68E-06	0
4	DEAD	0.001188	0	-0.02807	0	1.6E-05	0
5	DEAD	0	0	0	0	1.91E-07	0
6	DEAD	-0.0002	0	-0.02211	0	-6.3E-07	0
7	DEAD	-8.9E-05	0	-0.03628	0	6.05E-07	0
8	DEAD	0.000389	0	-0.04257	0	-8.3E-07	0
9	DEAD	0	0	0	0	-1.9E-07	0
10	DEAD	0.000204	0	-0.02211	0	6.34E-07	0
11	DEAD	8.92E-05	0	-0.03628	0	-6.1E-07	0
12	DEAD	-0.00039	0	-0.04257	0	8.27E-07	0
13	DEAD	0	0	0	0	4.85E-06	0
14	DEAD	0.000605	0	-0.0149	0	-1E-05	0
15	DEAD	0.000284	0	-0.02428	0	-6.7E-06	0
16	DEAD	-0.00119	0	-0.02807	0	-1.6E-05	0

图 12 节点位移结果

## 5 新功能介绍

从 SAP2000V23.0.0 版本开始，可以使用 DatabaseTables 类通过 API 访问数据库表。在 SAP2000 使用【显示】->【表格】，可以查看模型的各项信息，包括模型定义信息、分析结果、设计结果，如图 13 所示。模型定义中各个表数据显示模型信息，用于信息查询、建模和模型编辑，分析结果和设计结果各表显示结构的各项分析结果和设计结果，用于结果的读取与处理。有关数据库表操作的详细说明，请参阅 CSI\_OAPI\_Documentation.chm 中的 DatabaseTables 部分内容，如图 14 所示。DatabaseTable 数据表可以读取表格结果，也可以给表格赋值，进行模型的编辑。

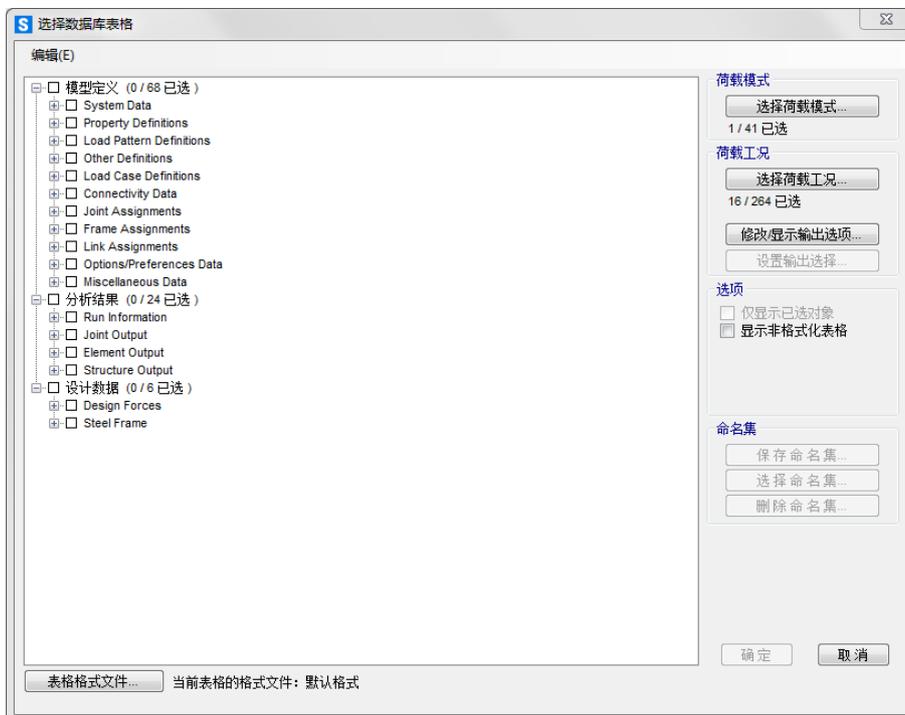


图 13 显示表

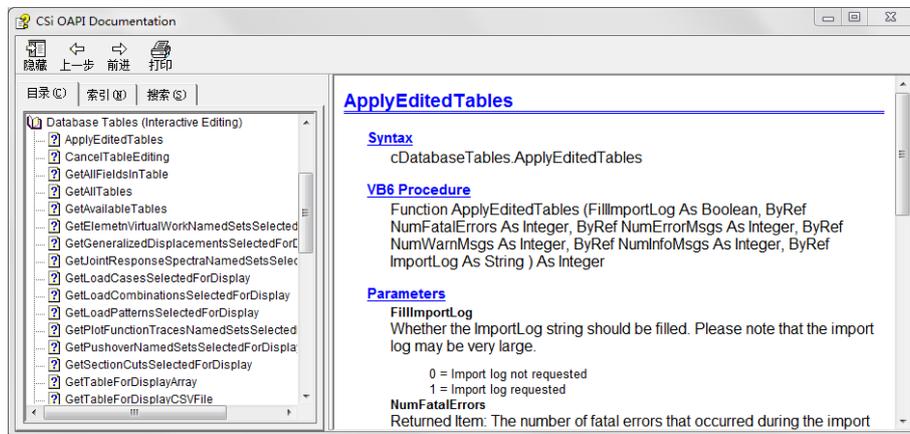


图 14 数据表函数

开发示例中的提取 DEAD 工况的结果，如使用 DatabaseTables 数据表的方式获得，可以使用图 15 中“采用数据表方式输出结果”部分的代码，选择要输出的表格为 Joint Displacements，设置输出 DEAD 工况，使用 GetAllFieldsInTable 函数获得节点位移表的表头，使用 GetTableForDisplayArray 函数获得结果，得到的结果存储在 TableData 数组中。TableData 数据是一维数组，是将所有的数据逐行放置在数组中，提取数据时要对 TableData 进行处理。

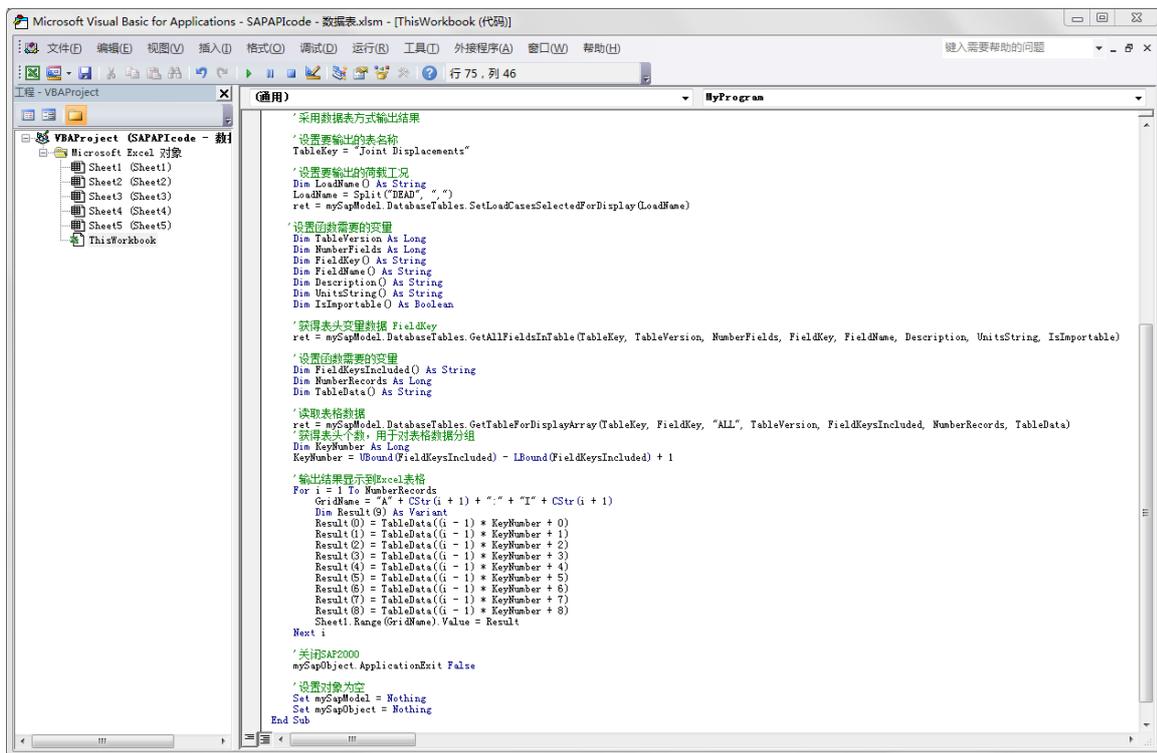


图 15 DatabaseTable 示例代码

示例中输出表格结果时，将所有的数据均输出到 Excel 表格中，如图 16 所示，输出的结果与 SAP2000 显示的节点位移表格数据完全一致。



编号	荷载工况	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
1	DEAD	LinStatic	0	0	0.00E+00	0.00E+00	-4.85E-06	0
2	DEAD	LinStatic	-0.000605	0	-1.49E-02	0.00E+00	9.96E-06	0
3	DEAD	LinStatic	-0.000284	0	-2.43E-02	0.00E+00	6.68E-06	0
4	DEAD	LinStatic	0.001188	0	-2.81E-02	0.00E+00	1.60E-05	0
5	DEAD	LinStatic	0	0	0.00E+00	0.00E+00	1.91E-07	0
6	DEAD	LinStatic	-0.000204	0	-2.21E-02	0.00E+00	-6.34E-07	0
7	DEAD	LinStatic	-8.90E-05	0	-3.63E-02	0.00E+00	6.05E-07	0
8	DEAD	LinStatic	0.000389	0	-4.26E-02	0.00E+00	-8.27E-07	0
9	DEAD	LinStatic	0	0	0.00E+00	0.00E+00	-1.91E-07	0
10	DEAD	LinStatic	0.000204	0	-2.21E-02	0.00E+00	6.34E-07	0
11	DEAD	LinStatic	8.90E-05	0	-3.63E-02	0.00E+00	-6.05E-07	0
12	DEAD	LinStatic	-0.000389	0	-4.26E-02	0.00E+00	8.27E-07	0
13	DEAD	LinStatic	0	0	0.00E+00	0.00E+00	4.85E-06	0
14	DEAD	LinStatic	6.05E-04	0	-1.49E-02	0.00E+00	-9.96E-06	0
15	DEAD	LinStatic	2.84E-04	0	-2.43E-02	0.00E+00	-6.68E-06	0
16	DEAD	LinStatic	-0.001188	0.00E+00	-0.028073	0.00E+00	-1.60E-05	0

### 1) 输出结果

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	U1 mm	U2 mm	U3 mm	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
1	DEAD	LinStatic	0	0	0	0	-4.848E-06	0
2	DEAD	LinStatic	-0.000605	0	-0.014895	0	9.962E-06	0
3	DEAD	LinStatic	-0.000284	0	-0.024277	0	6.678E-06	0
4	DEAD	LinStatic	0.001188	0	-0.028073	0	1.6E-05	0
5	DEAD	LinStatic	0	0	0	0	1.908E-07	0
6	DEAD	LinStatic	-0.000204	0	-0.02211	0	-6.343E-07	0
7	DEAD	LinStatic	-8.9E-05	0	-0.036277	0	6.053E-07	0
8	DEAD	LinStatic	0.000389	0	-0.042573	0	-8.268E-07	0
9	DEAD	LinStatic	0	0	0	0	-1.908E-07	0
10	DEAD	LinStatic	0.000204	0	-0.02211	0	6.343E-07	0
11	DEAD	LinStatic	8.9E-05	0	-0.036277	0	-6.053E-07	0
12	DEAD	LinStatic	-0.000389	0	-0.042573	0	8.268E-07	0
13	DEAD	LinStatic	0	0	0	0	4.848E-06	0
14	DEAD	LinStatic	0.000605	0	-0.014895	0	-9.962E-06	0
15	DEAD	LinStatic	0.000284	0	-0.024277	0	-6.678E-06	0
16	DEAD	LinStatic	-0.001188	0	-0.028073	0	-1.6E-05	0

### 2) SAP2000 显示结果

图 16 输出结果对比

## 6 结语

SAP2000 API 通过编程来控制 SAP2000 运行，通过 SAP2000 的二次开发，可以定制专属工具，将繁琐的手工操作自动化，扩展 SAP2000 的应用。SAP2000 安装目录下的文件 CSI\_OAPI\_Documentation.chm 是 API 帮助文档，有详细的说明和示例。API 功能可以使用不同的开发工具进行编译，建议初学者使用 VBA。VBA 集成于常用的办公软件中（如 Word、Excel 等），不需要单独的安装，相对于专业的开发软件，简单易学，了解基本的语法后，就可以编写代码，如参数化建模，结果处理等。

# 新版广东高规在 CiSDesignCenter 中的实现

筑信达 刘慧璇

2021年6月1日起，广东省地方标准《高层建筑混凝土结构技术规程》(BDJ/T 15-92-2021) (以下简称“广东高规”) [1] 正式实施。新版广东高规对现有的国家标准 [2-3] 进行了部分修订，采用了改进后的抗震设计谱，构件设计时不再采用“中震作为设防目标，小震作为设计依据”的设计理念，而是按设防烈度地震进行抗震设计，采用“二阶段、二水准”的性能化设计方法，用抗震构造等级表达延性构造。此外，广东高规中指标统计、抗风设计和抗震设计时考虑的构件刚度有所不同。因此，在 ETABS 中需要建立多个模型来实现广东高规的结构分析与设计。

由于 ETABS 目前不支持内置多个模型，且 ETABS 中未内置广东高规的反应谱与设计组合，基于材料强度设计值进行构件设计，与广东高规抗震设计时直接采用材料强度标准值有所不同，因此，无法直接在 ETABS 中实现广东高规的设计。为此，筑信达公司自主研发的 CiSDesignCenter v1.3 (以下简称 CiSDC)，实现了基于用户的参数设置，考虑不同模型的刚度调整与工况设置，自动将一个 ETABS 标准模型转换为指标模型 ZBMODEL、非抗震模型 NEQMODEL 和抗震模型 EQMODEL，并运行 ETABS 模型完成分析计算，自动读取 ETABS 指标模型完成大指标统计，读取 ETABS 非抗震模型和抗震模型的构件内力，利用 CiSDC 的荷载组合和构件设计功能完成性能化设计。具体流程如图 1 所示。

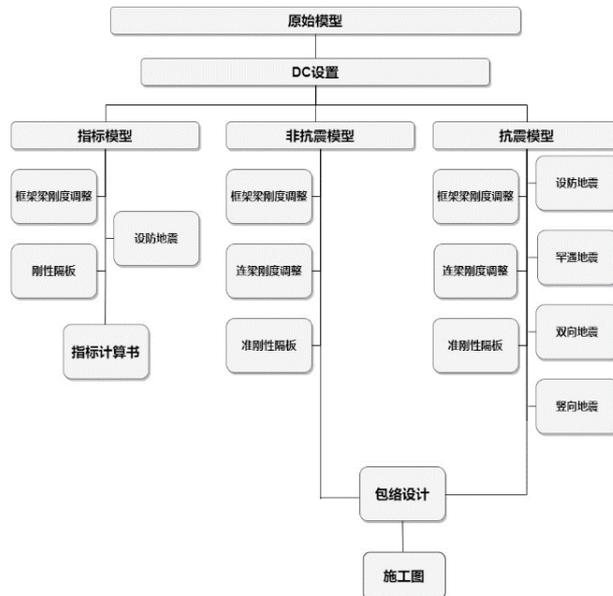


图 1 CiSDC 实现《广东高规》的基本流程图

## 1. 模型前处理

CiSDC 中的模型前处理部分主要包括模型刚度调整和荷载作用调整。

### 1.1 模型刚度调整

根据广东高规，统计结构整体指标和抗震性能化设计考虑的构件刚度有所不同。CiSDC 根据规范默认设置了不同模型的刚度调整系数，对于一些特殊情况，用户也可以人为调整，具体如下：

#### (1) 楼面梁刚度

根据广东高规 5.2.2 和 12.3.1 条，混凝土现浇楼盖楼面和装配整体式楼盖楼面梁的抗弯刚度应考虑翼缘的作用予以增大，弹性分析时，当钢梁与楼板有可靠连接，也应考虑钢梁刚度的放大。抗风设计与抗震设计时刚度增大系数有所不同。CiSDC 中对混凝土梁和钢梁分别设置，默认对非抗震模型设置边梁刚度系数 1.5、中梁刚度系数 2.0，对抗震模型设置边梁刚度系数 1.2、中梁刚度系数 1.5，如图 2 所示。



图 2 梁刚度调整

## (2) 连梁刚度

根据广东高规 5.2.1 条，抗风设计与抗震设计时连梁刚度可予以折减。CiSDC 中默认对指标模型折减连梁刚度为 0.5，抗风设计大致为弹性设计，故非抗震模型设置连梁刚度折减系数为 0.85，抗震模型考虑到中震作用下构件的刚度退化，连梁刚度折减系数可取为 0.3，如图 3 所示。

连梁刚度折减

指标模型连梁折减系数

非抗震模型连梁折减系数

抗震模型连梁折减系数

图 3 连梁刚度折减

## (3) 刚域系数

根据广东高规 5.3.4 条，对于梁的刚域长度取至柱边，而柱的刚域长度取为 0。CiSDC 自动执行相应的刚域设置，梁柱节点区按默认长度考虑端部偏移，柱端刚域系数为 0，梁端刚域系数为 1，如图 4 所示。用户如需调整，可在 ETABS 模型中另行调整。

5.3.4 在结构内力与位移以及构件的承载力计算中，宜考虑节点区的刚域（图 5.3.4）影响。刚域的长度可按下列公式计算：

$$a = \max(a_1, a_2) \quad (5.3.4-1)$$

$$b = \max(b_1, b_2) \quad (5.3.4-2)$$

$$c = 0 \quad (5.3.4-3)$$

$$d = 0 \quad (5.3.4-4)$$

构件端截面的承载力计算时，应以构件在刚域端的内力、构件本身的截面尺寸及配筋来进行验算。

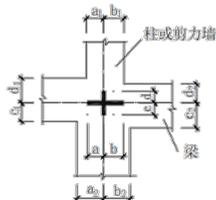
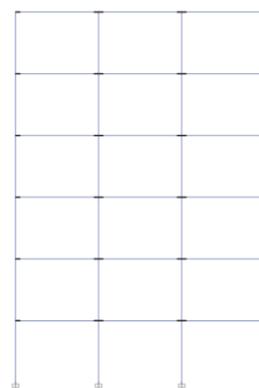


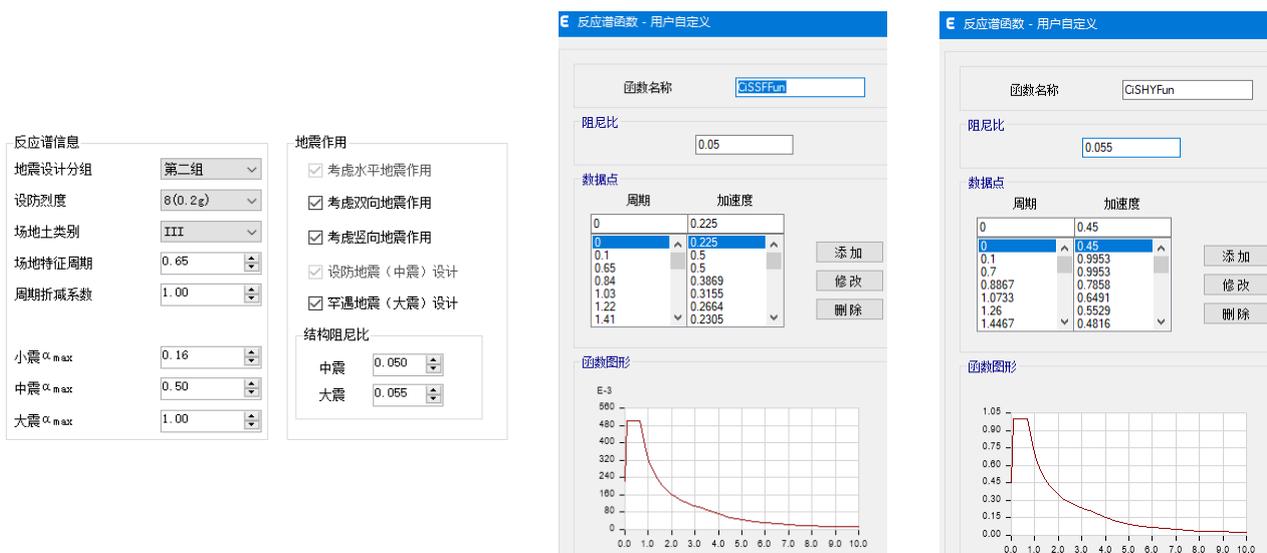
图 4 刚域设置



## 1.2 地震作用调整

目前国标以小震作为设计依据，以“中震”作为设防目标，设置了多种地震作用调整系数，基于计算构件承载力。该做法存在一些缺点，不便于设计人员对结构总体及关键构件安全度的直观把握<sup>[4]</sup>。新版广东高规提出直接采用设防烈度地震进行构件的抗震承载力验算，采用罕遇地震作用进行受剪截面验算。此外，为了避免原抗震设计谱长周期段现存的一些缺陷，广东高规对抗震设计谱进行了一定修正，如  $\beta_{max}$  调整为 2.5，增大了第二组和第三组的特征周期  $T_g$ ，修正了阻尼调整系数等。

ETABS 中地震作用的定义，主要包括反应谱函数和反应谱工况两部分。



(a) CiSDC 中设置的反应谱信息

(b) 在 ETABS 中自动生成的防地震震反  
应谱函数

(c) 在 ETABS 中自动生成的罕遇地震震反  
应谱函数

图 5 反应谱函数

由于 ETABS 内置的反应谱函数是基于《建筑抗震设计规范》<sup>[2]</sup>的，所以基于广东高规的反应谱函数需采用用户自定义的方式。CiSDC 可以根据指定的地震作用信息，包括地震设计组、设防烈度、场地土类别、场地特征周期、周期折减系数以及  $\alpha_{max}$ ，自动生成自定义的反应谱函数，如图 5 所示。根据模型用途，指标模型中内置设防地震反应谱函数（CiSSFun），抗震模型中内置设防地震反应谱函数（CiSSFun）和罕遇地震反应谱函数（CiSHYFun）。

根据用户设置，CiSDC 自动在 ETABS 中定义反应谱工况，具体如表 1 所示。对于单向水平地震作用，反应谱工况中需要考虑偶然偏心。广东高规中提出偶然偏心与楼面的平面形状及质量分布有关，应该根据各层质量回转半径考虑不同的偏心值  $e_i$ ，算法详见公式（4.3.3）。CiSDC 中会基于原模型中的各层各点回转半径，计算输出隔板质心偏移值，用于反应谱工况的定义，如图 6 所示。

$$e_i = 0.1732r_i \quad (4.3.3)$$

式中  $r_i$  为第  $i$  层平行地震作用方向的回转半径。

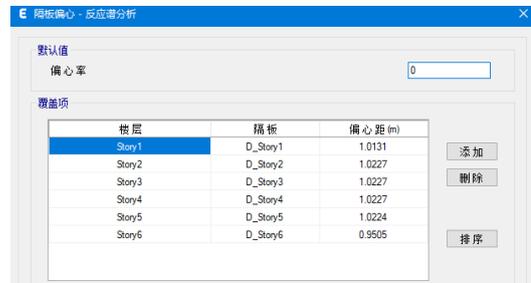


图 6 隔板偏心

表 1 地震工况设置

荷载工况		模型	
工况名称	工况含义	指标模型	抗震模型
CiSSFEX0 CiSSFXY0	不考虑偶然偏心的水平单向设防地震作用	√	-
CiSSFEX CiSSFXY CiSSFYZ	考虑偶然偏心的单向设防地震作用	仅考虑水平方向的地震作用	√
CiSHYEX CiSHYXY CiSHYZ	考虑偶然偏心的单向罕遇地震作用	-	√
CiSSFEXY CiSSFXYX	双向设防地震作用	-	√
CiSHYEXY CiSHYXYX	双向罕遇地震作用	-	√

## 2. 大指标统计

广东高规中提出控制层间位移角的主要目的在于避免非结构构件因结构变形过大而损坏，因此修改了地震作用下的层间位移角限值，风荷载作用仅控制结构的顶点位移。此外，增加了楼层层间相对扭转角的限制，以此控制结构的扭转变形，力学概念更清晰。其他结构指标统计与现有的国家标准无太大差异。

CiSDC 自动读取 ETABS 模型数据，整理生成指标报告，指标统计情况具体如表 2 所示。

表 2 结构指标统计

指标	基本内容	来源模型	数据来源工况	规范条款
质量与刚心	输出各层层质量及质量比，质量比限值 1.5；ETABS 中勾选【计算刚心】后输出刚心坐标。	指标模型	-	3.5.6
周期	输出周期与振型方向、振型质量参与系数，判断质量参与系数是否满足规范要求。	指标模型	Model	5.1.21
楼层剪力	输出风荷载楼层剪力	抗震模型	WXP、WXN、WYP、WYN	-

水平剪重比	输出设防地震作用楼层剪力、剪重比及限值 (此处不考虑剪重比的调整)	指标模型	CiSSFEX、CiSSFY	4.3.12
楼层位移	输出风荷载和设防地震作用下的楼层最大、最小、平均位移	指标模型	WXP、WXN、WYP、WYN CiSSFEX、CiSSFY	3.7.2
楼层位移比	输出规定水平力下楼层位移最大值、平均值、位移比及限值	指标模型	~Static+EccCiSSFEX	3.1.4
			~Static-EccCiSSFEX	3.4.4
层间位移角	输出风工况下的顶点位移角; 输出不考虑偶然偏心的地震作用下层间位移角	指标模型	WXP、WXN、WYP、WYN	3.7.3
			CiSSFEX0、CiSSFY0	3.4.4
相对扭转角	输出规定水平力下的相对扭转角	指标模型	~Static+EccCiSSFEX	3.4.4
			~Static-EccCiSSFEX	
层刚度比	输出层刚度与刚度比, 并与规范限值比较	指标模型	~Static+EccCiSSFY	3.1.4
			~Static-EccCiSSFY	
楼层抗剪承载力	DC 中绘制施工图后, 根据实配结果统计输出各层抗剪承载力	抗震模型	-	3.5.3
刚重比	根据不同的结果体系计算输出刚重比	指标模型	-	5.4.1

### 3. 性能化设计

广东高规中采用了全新的性能化设计, 不再区分结构体系, 而是根据抗震设防类别、设防烈度、场地条件等确定结构的抗震性能目标, 继而确定抗震性能水准, 不同抗震性能水准的结构分别进行设防烈度地震作用下的承载力校核和罕遇地震作用下的受剪截面验算。

广东高规与国标的结构设计主要存在以下区别:

- (1) 国标采用材料强度设计值计算构件承载力, 采用小震进行结构抗震计算, 而广东高规直接采用设防烈度地震进行结构构件的抗震承载力验算, 抗力基于材料强度标准值计算。
- (2) 广东高规取消了国标的抗震承载力调整系数  $\gamma_{RE}$  和抗震等级相关的内力增大系数; 引入了承载力利用系数  $\xi$ , 表征各性能水准结构构件的承载力安全储备与损伤程度, 结合构件重要性系数  $\eta$ , 可考虑强柱弱梁、强剪弱弯; 引入地震力折减系数  $c$ , 考虑中、大震作用下结构进入弹塑性发生的刚度退化; 抗震等级改为抗震构造等级。
- (3) 广东高规中, 对于第 3、4、5 性能水准的结构, 验算大震作用下竖向构件的剪压比  $\zeta$  是否满足要求, 以保证不发生剪切破坏。

由于广东高规的设计流程与国标存在较大差异, 需要对抗震模型和非抗震模型取包络设计, 故构件设计和施工图绘制均由 CiSDC 完成。CiSDC 中延续了 CSI 软件中设计首选项与设计覆盖项的概念, 即先通过设计首选项设置所有构件的设计信息与配筋信息, 再通过设计覆盖项调整局部构件的设计参数。CiSDC 根据设计参数调整荷载组合, 交互完成构件设计。

### 3.1 设计首选项

《广东高规》中提出了 A~D 四个结构抗震性能目标，对应设置了 1~5 个性能水准，对应关系如图 7：

地震水准	性能目标			
	A	B	C	D
设防烈度地震	1	2	3	4
预估的罕遇地震	2	3	4	5

图 7 结构抗震性能目标

仅需在 CiSDC 中选择相应的抗震性能目标、配筋信息等，程序自动采用对应的设计参数和构件抗震构造等级，完成相应的设计内容。



图 8 广东高规设计首选项

性能水准	地震水准	c	$\xi$		$\zeta$	最低构造等级
			压、剪	拉、弯		
第1性能水准	设防烈度地震	1	0.6	0.69		
第2性能水准	设防烈度地震	1	0.67	0.77		
	罕遇地震	1	0.83	1		四级
第3性能水准	设防烈度地震	0.85	0.74	0.87		
	罕遇地震	0.85			0.15	三级
第4性能水准	设防烈度地震	0.7	0.83	1		
	罕遇地震	0.7			0.165	二级
第5性能水准	罕遇地震	0.55			0.18	一级

图 9 各性能水准下采用的设计参数

### 3.2 设计覆盖项

CiSDC 自动判别柱位置和构件的抗震构造等级，这将影响构件的构造要求，用户可在设计覆盖项中查看。对于特殊构件，也可以在 CiSDC 中通过设计覆盖项交互调整其重要性系数、转换构件、梁扭矩折减系数等。如图 10 右侧菜单所示。

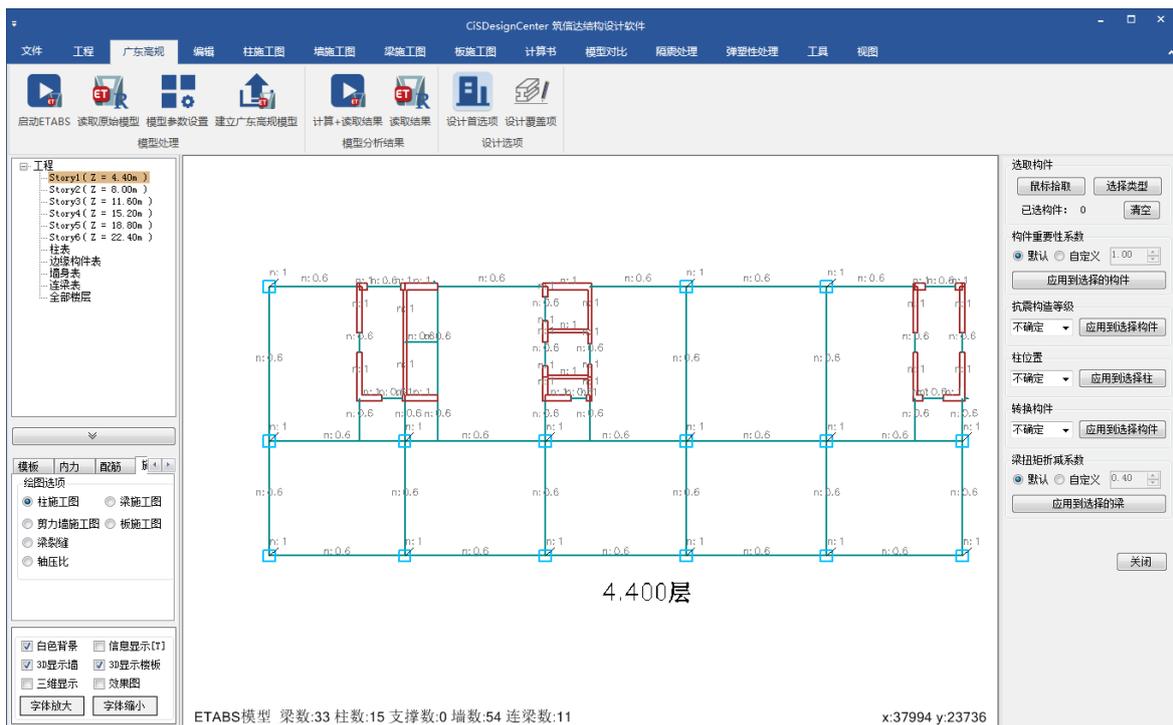


图 10 设计覆盖项

### 3.3 设计组合与构件设计

在进行构件设计之前，CiSDC 会先判断基底剪力是否满足剪重比，满足不做调整，若不满足，则进行地震剪力的调整，调整后需满足剪重比要求，对于水平地震作用，还需满足底部剪力法计算总剪力的 85%。如图 11 所示。

```

正在打开抗震模型...
正在计算剪重比调整系数，请等待.....
重力荷载代表值 Ge = 6.8517e+007N
第一自振周期 T1x = 0.605秒; T1y = 0.401秒 折减系数: 1.00
λx = 0.07500
λy = 0.07500
计算设防地震剪重比调整系数
α1x = 0.5000
α1y = 0.5000
反应谱法基底剪力 ShearX = 2.4699e+007N
反应谱法基底剪力 ShearY = 2.2361e+007N
基底剪力法 ShearQX = 2.9120e+007N
基底剪力法 ShearQY = 2.9120e+007N
λ*Ge = 0.075*68517310.12098 < ShearX (2.4699e+007)N
λ*Ge = 0.075*68517310.12098 < ShearY (2.2361e+007)N
满足广东高规4.3.12要求，无需调整.
剪重比调整系数 = 1.00
广东高规4.3.18条，计算竖向地震地震力调整系数
设防烈度8(0.2g)，竖向地震作用系数0.2
竖向作用地震力(设防地震) = 1.0905e+007N
竖向作用地震力 = 1.0905e+007N < 0.2*Ge = 1.3703e+007 (设防地震)竖向地震力调整系数 = 1.26
竖向作用地震力(罕遇地震) = 2.1716e+007N
竖向作用地震力 = 2.1716e+007N > 0.2*Ge = 1.3703e+007 (罕遇地震)竖向地震力调整系数 = 1.0
    
```

图 11 剪重比调整

接着，CiSDC 读取各构件单工况内力结果，基于广东高规完成荷载组合和构件设计，具体如下：

(1) 持久设计状态下，荷载基本组合的效应设计值计算公式为：

$$S_d = \gamma_G S_{GK} + \gamma_L \psi_Q \gamma_Q S_{QK} + \psi_w \gamma_w S_{wK}$$

式中  $S_d$  为荷载组合的效应设计值； $S_{GK}$  为永久荷载效应标准值； $S_{QK}$  为楼面活荷载效应标准值； $S_{wK}$  为风荷载效应标准值；其他参数为荷载分析系数和组合系数。

(2) 在设防烈度地震作用下，抗震承载力计算公式为：

$$S_k = S_{G_{EK}} + \eta c(S_{E_{hk}}^* + 0.4S_{E_{vk}}^*) \leq \xi R_k$$

式中  $R_k$  为构件承载力标准值； $S_k$  为竖向荷载效应和设防烈度地震作用效应组合的标准值； $S_{G_{EK}}$  为重力荷载代表值作用下的效应标准值； $S_{E_{hk}}^*$  为水平设防烈度作用效应标准值； $S_{E_{vk}}^*$  为竖向设防烈度地震作用效应标准值； $\xi$  为承载力利用系数， $\eta$  为构件重要性系数， $c$  为地震力折减系数，按图 9 取值。

(3) 对于第 3~5 性能水准的结构，大震作用下，竖向构件的受剪截面还应满足下式：

$$V_{G_{EK}} + \eta c V_{E_{k}}^{**} \leq \zeta f_{ck} b h_0$$

式中  $V_{G_{EK}}$  为重力荷载代表值作用下的构件剪力标准值； $V_{E_{k}}^{**}$  为大震作用计算的构件剪力标准值； $\zeta$  为剪压比，按图 9 取值。

设计完成后，可以在 CiSDC 中查看所有构件控制组合下、所有测站的包络设计结果，以及任意指定设计组合下、任意测站的设计细节，如图 12 所示。

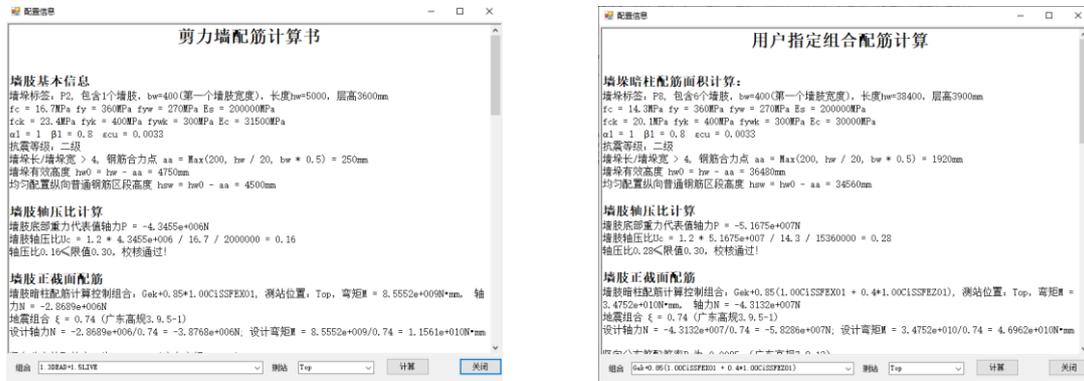


图 12 构件设计细节

## 4. 结语

根据广东高规的设计理念，需要通过指标模型、非抗震模型和抗震模型 3 个模型完成广东高规的性能化设计，且广东高规与国标存在一定差异，因此 ETABS 自身无法直接实现广东高规。用户可以在 CiSDC 中执行广东高规，通过设置设计参数，CiSDC 自动将原始模型生成 3 个计算模型，并基于指标模型的分析结果统计结构指标、输出计算书，基于非抗震模型和抗震模型的分析内力完成荷载组合、构件性能化设计和出图，从而完成基于广东高规的全流程设计。

## 参考文献

- [1] DBJ/T 15-92-2021 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2021.
- [2] GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2010.
- [3] JGJ 3-2010 高层建筑混凝土结构计算规程[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2010.
- [4] 方小舟. DBJ15-92-2013《高层建筑混凝土结构技术规程》的修订依据及相关问题的说明[J]. 建筑结构学报, 2020, 02.

# 型钢混凝土构件正截面承载力计算对比分析

筑信达 杨硕

## 1. 概述

型钢混凝土柱与型钢混凝土梁以型钢为骨架，并在型钢周围配置钢筋和浇筑混凝土，其承载力与延性都得到了提高，兼有钢材与混凝土各自的优点，并弥补了各自单独使用时的缺陷，其良好的受力性能促使型钢混凝土构件得到了广泛的工程应用，并且施工过程中可利用构件中型钢来承担施工荷载。本文分别以型钢混凝土梁与型钢混凝土柱为例，采用《组合结构设计规范》JGJ138-2016的方法<sup>[1]</sup>，编制相应的表格计算型钢混凝土构件的正截面承载力，与自主开发软件 CiSDesigner 以及第三方软件 XTRACT 的结果进行对比，同时验证了 CiSDesigner 程序算法结果的准确性与可靠性。

## 2. 型钢混凝土构件的正截面承载力计算方法

- a) 折算刚度法：基于钢结构的计算方法，考虑外包混凝土的折算刚度，适用于用钢量较大的情况，该方法较为粗糙。
- b) 极限平衡理论法：《组合结构设计规范》JGJ138-2016 使用该方法，型钢与混凝土组成的截面符合平截面假定，考虑型钢应力分布影响后，按照钢筋混凝土设计方法计算。
- c) 叠加法：基于塑性理论的下限定理，型钢混凝土柱承载力下限是型钢和混凝土分别满足应力平衡的条件下承载力叠加。《钢管混凝土结构技术规程》YB9082-2006 使用该方法，将型钢部分与混凝土部分的承载力分别计算并叠加。

工程实际中使用较多的为极限平衡理论法与叠加法两种方法，本文仅比较前一种方法，极限平衡理论法的前提假定如下：

- 1) 截面应变保持平面；
- 2) 不考虑混凝土的抗拉强度；
- 3) 受压区边缘混凝土极限压应变取 0.0033，相应的最大压应力取混凝土轴心抗压强度设计值  $f_c$  乘以受压区混凝土应力影响系数  $\alpha_1$ ；
- 4) 受压区混凝土的应力图形简化为等效的矩形，其高度取值按平截面假定确定的中和轴高度乘以受压区混凝土应力图形影响系数  $\beta_1$ 。
- 5) 型钢腹板的拉、压应力图形均为梯形，设计计算时，简化为等效的矩形应力图形；
- 6) 钢筋的应力等于其应变与弹性模量的乘积，但不大于其强度设计值。受拉钢筋和型钢受拉翼缘的极限拉应变取 0.01。

《组合结构设计规范》采用混凝土的结构理论来进行组合结构截面承载力的验算，型钢翼缘被视为纵向受力钢筋的一部分，并假定组合结构中截面的混凝土、钢筋和型钢的应变保持平面，受压极限变形接近于 0.0033，且不考虑混凝土的抗拉强度，由此推导出型钢混凝土构件截面承载力计算公式。

CiSDesigner 实现了一种快速生成型钢混凝土构件截面 P-M-M 相关面的算法。不需加载，直接由截面的极限状态应变控制线，根据截面纤维材料的本构，基于平截面假定，可知各纤维单元的应力，这样可以得到一系列重心轴相同的截面应变状态的承载力点，这些点可连接成一条原始的 PM 曲线，整个过程不涉及任何迭代与循环。将应变面绕截面局部 1 轴逐步旋转 360°，就能得到一个封闭完整的 PMM 包围面，如图 1 所示，具体原理可以参考软件技术说明文档<sup>[2]</sup>。

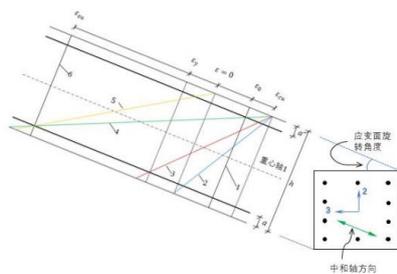


图 1 应变面沿截面旋转角度

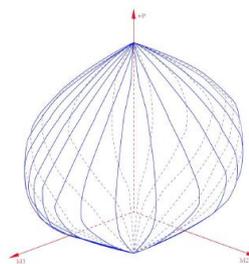


图 2 PMM 相关面

### 3. 型钢混凝土梁的正截面承载力

以两个工字形的型钢混凝土梁为例,梁1的截面尺寸为300mmX600mm,采用C30混凝土、Q345级型钢和HRB400级纵筋。型钢的截面尺寸为200mmX400mmX6mmX10mm,梁上下截面的钢筋数量分别为3根、6根,钢筋的直径为14mm,受拉钢筋合力点至截面受拉边缘的距离 $a_s=35$ 。梁2的截面仅在梁1的基础上修改了受拉区钢筋为双排6根直径20mm的钢筋,其他保持不变。如图3所示。

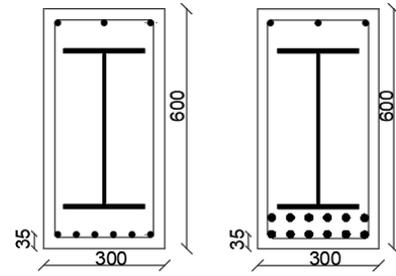


图3 型钢混凝土梁截面(梁1左、梁2右)

#### 3.1 规范法型钢混凝土梁正截面承载力<sup>[3]</sup>

按照《组合结构设计规范》5.2中承载力公式,计算型钢混凝土梁正截面承载力。

型钢梁1的等效受压区高度 $X=145.2\text{mm}$ ,实际受压区高度 $X_n=145.2/0.8=181.5\text{mm}$ ,正截面的受弯承载力计算结果如图4。

混凝土等效受压区高度		
$X \leq H-h-ab+tf?$	0	$X \geq H-ab-tf?$
$H-ab < X < H-h-ab$	145.236242	
等效受压区高度X(mm)	145.236242	相对受压区高度验算
《JGJ138-2016组合结构设计规范》正截面受弯承载力计算		
混凝土受压区轴向合力矩(kN·m)	278.393446	$\alpha_1 f_c B x (h_0 - x/2) / 10^6$
型钢翼缘承受的轴向合力(kN)	620	$b t f_a / 10^3$
型钢上翼缘承受的轴向合力矩(kN·m)	256.947877	$f_a A_a f (h + a' b - t' f / 2 - a) / 1000$ , 弯矩取正
型钢腹板承受的轴向合力对型钢受拉翼缘和纵向受拉钢筋合力点的力矩 $M_{aw}$	-55.64568	
受压钢筋轴向合力矩(kN·m)	72.6706221	$A_s' f_y (h_0 - a_s)$
正截面受弯承载力 $M_u$ (kN·m)	552.366265	公式(5.2.1-1)

图4 型钢混凝土梁1正截面受弯承载力计算表( $M_u=552.36\text{kN}\cdot\text{m}$ )

型钢梁2的等效受压区高度 $X=259.8\text{mm}$ ,实际受压区高度 $X_n=259.8/0.8=324.7\text{mm}$ ,正截面的受弯承载力计算结果如图5。

混凝土等效受压区高度		
$X \leq H-h-ab+tf?$	0	$X \geq H-ab-tf?$
$H-ab < X < H-h-ab$	259.78389	
等效受压区高度X(mm)	259.78389	相对受压区高度验算
《JGJ138-2016组合结构设计规范》正截面受弯承载力计算		
混凝土受压区轴向合力矩(kN·m)	460.44428	$\alpha_1 f_c B x (h_0 - x/2) / 10^6$
型钢翼缘承受的轴向合力(kN)	620	$b t f_a / 10^3$
型钢上翼缘承受的轴向合力矩(kN·m)	271.5859	$f_a A_a f (h + a' b - t' f / 2 - a) / 1000$ , 弯矩取正
型钢腹板承受的轴向合力对型钢受拉翼缘和纵向受拉钢筋合力点的力矩 $M_{aw}$	88.367139	
受压钢筋轴向合力矩(kN·m)	76.212362	$A_s' f_y (h_0 - a_s)$
正截面受弯承载力 $M_u$ (kN·m)	896.60968	公式(5.2.1-1)

图5 型钢混凝土梁2正截面受弯承载力计算表( $M_u=896.61\text{kN}\cdot\text{m}$ )

#### 3.2 CiSDesigner 型钢混凝土梁正截面承载力

将型钢混凝土梁1的截面信息输入软件CiSDesigner内,得到其正截面受弯承载力为544.42kN·m。

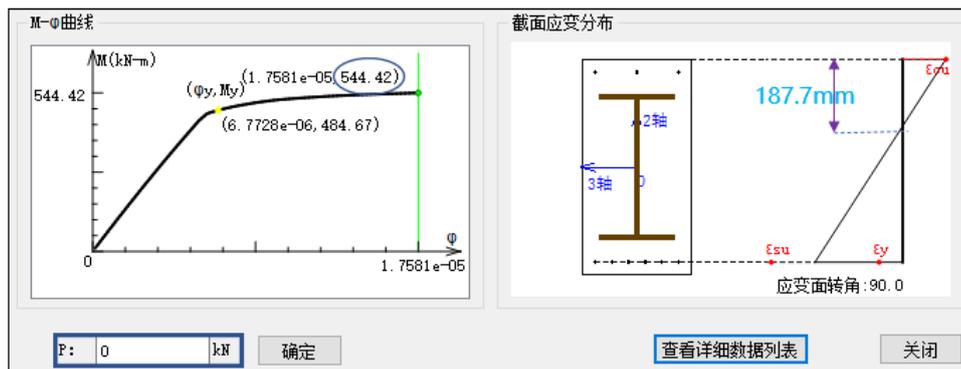


图6 CiSDesigner 计算型钢混凝土梁1的正截面受弯承载力( $M_u=544.42\text{kN}\cdot\text{m}$ )

将型钢混凝土梁 2 的截面信息输入软件 CiSDesigner 内，其正截面受弯承载力为 843.01kN·m。

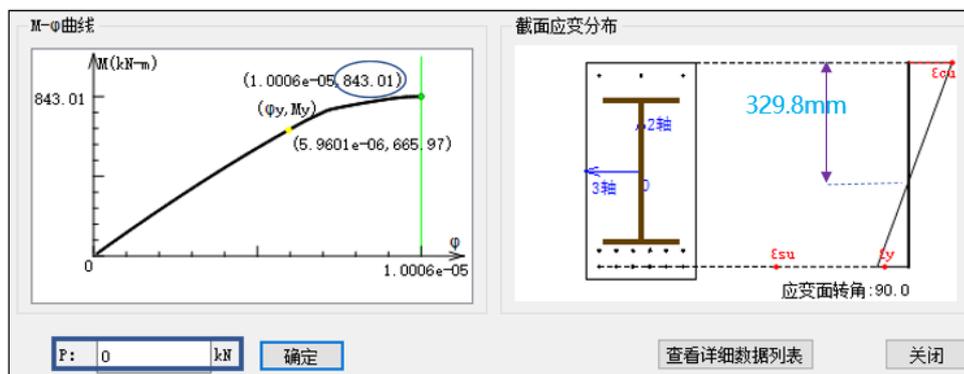


图 7 CiSDesigner 计算型钢混凝土梁 2 的正截面受弯承载力 ( $M_u=843.01\text{kN}\cdot\text{m}$ )

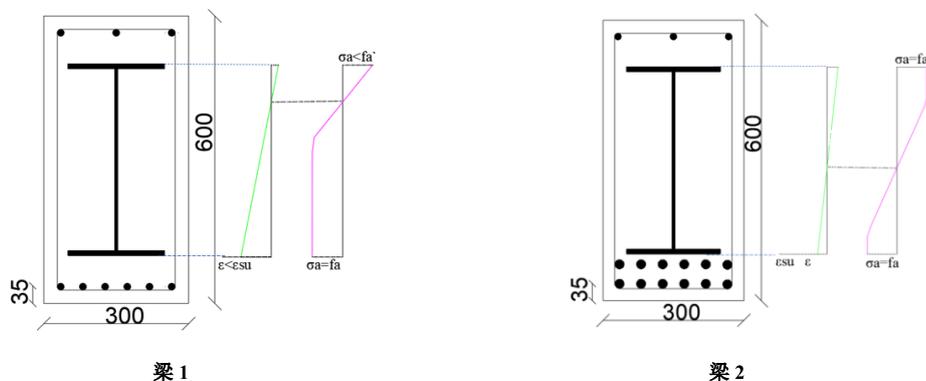


图 8 型钢的应力-应变 (CiSDesigner)

在 CiSDesigner 中，软件根据梁 1、梁 2 的截面应变分布图，可以求出型钢的实际应力、应变值，而规范公式中假定的型钢全截面应力均达到  $f_a$  的假定与实际不相符。

### 3.3 XTRACT 型钢混凝土梁正截面承载力

将型钢混凝土梁 1 的截面信息输入软件 XTRACT 内，计算纯弯下梁的正截面受弯承载力，弯矩曲率与 CiSDesigner 的结果对比如图 9 所示。

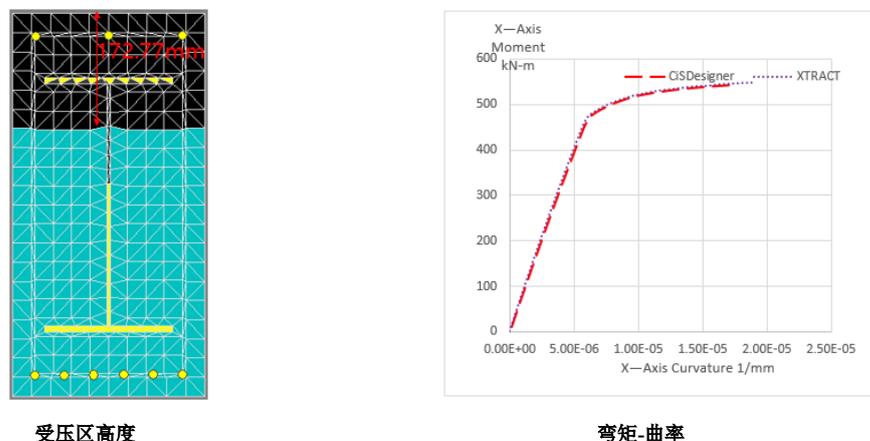
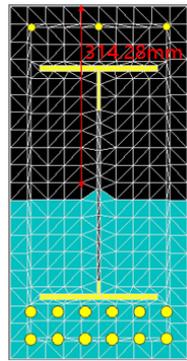
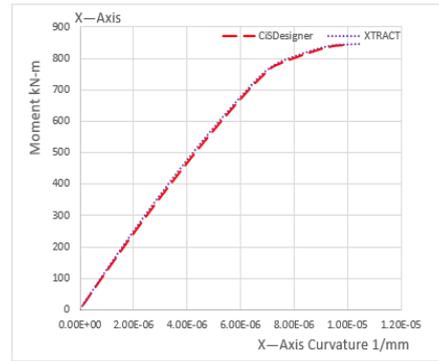


图 9 型钢混凝土梁的正截面承载力 (XTRACT  $M_u=548.1\text{kN}\cdot\text{m}$ ) 及弯矩曲率对比

将型钢混凝土梁 2 的截面信息输入软件 XTRACT 内，计算纯弯下梁的正截面受弯承载力，弯矩曲率与 CiSDesigner 的结果对比如图 10。



受压区高度



弯矩-曲率

图 10 型钢混凝土梁的正截面承载力 (XTRACT  $M_u=847.6\text{kN}\cdot\text{m}$ ) 及弯矩曲率对比

### 3.4 型钢混凝土梁正截面承载力对比

对比上面两个型钢混凝土梁的计算结果，如表 1 所示。

表 1 各计算方法梁的实际受压区高度与正截面承载力对比

构件截面	计算方法	实际受压区高度 $X_n(\text{mm})$	正截面承载力 $M_u(\text{kN}\cdot\text{m})$
型钢混凝土梁 1	规范法	181.5	552.36
	CiSDesigner	187.7	544.42
	XTRACT	172.77	548.1
型钢混凝土梁 2	规范法	324.7	896.6
	CiSDesigner	329.8	843.01
	XTRACT	314.28	847.6

对比规范法、CiSDesigner 与 XTRACT 的结果，当混凝土的实际受压区高度  $X_n$  较大的时候，规范公式法计算的正截面承载力结果相对于后两者的结果偏大。主要原因有：型钢腹板的拉、压应力图形被简化为等效的矩形应力图，型钢的实际应力如图 8 所示，不再是规范公式法中假定的全截面应力均达  $f_a$ ；次要原因有：型钢混凝土截面未扣除型钢、钢筋与混凝土重叠的面积。

## 4. 型钢混凝土柱的正截面承载力

### 4.1 型钢混凝土柱正截面承载力算例对比

以一个十字形的型钢混凝土柱为例，柱截面尺寸为  $1000\text{mm}\times 1000\text{mm}$ ，采用 C30 混凝土、Q345 级型钢和 HRB400 级纵筋。型钢的截面尺寸为  $450\text{mm}\times 590\text{mm}\times 20\text{mm}\times 20\text{mm}$ ，纵筋直径为 24mm、20mm，纵筋至截面边缘的距离为 50mm，具体参数如图 11 所示。

配置十字形型钢的型钢混凝土偏心受压框架柱，其正截面受压承载力计算中可折算计入腹板两侧的侧腹板面积，按照《组合结构设计规范》中 6.2.3 式等效腹板的厚度为 46mm。

为了计算型钢混凝土柱在小偏压、大偏压、大偏拉受力状态的正截面受弯承载力，取  $P=17000\text{kN}$ 、 $4000\text{kN}$ 、 $-6000\text{kN}$  时的计算结果，如图 12~图 14 所示。注意，规范公式默认侧向钢筋达到了屈服强度  $f_y$ ，这将导致计算的内力与实际不同。

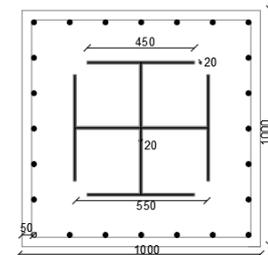


图 11 型钢混凝土柱截面

计算钢筋与型钢的应力		
$\xi$	0.7123886	未知量 $\xi$
$\sigma_s$ ( $\xi$ )	111.65434	$f_y \cdot (\xi - \beta_1) / (\xi b - \beta_1)$
$\sigma_a$ ( $\xi$ )	91.494529	$f_a \cdot (\xi - \beta_1) / (\xi b - \beta_1)$
初步判别大小偏压		
假定: $\delta_1 h_0 < x / \beta_1, \delta_2 h_0 > x / \beta_1$		
$N_{aw}$ ( $\xi$ ) (kN)	6042.919	$(2x / (\beta_1 h_0) - (\delta_2 + \delta_1)) t_w h_0 f_a$
$N$ ( $\xi$ ) (kN)	17000	$N = \alpha_1 f_{cb} x + f_y A_s' + f_a A_a' - \sigma_s A_s - \sigma_a A_a + N_{aw}$
指定 $N =$	17000	(kN)
判断 $N(\xi) - N = 0?$	0	
$\xi > \xi_b = 0.513?$	小偏压!	
$x = \xi h_0$	578.12584	(mm)
$x / \beta_1$	722.6573	(mm)
$\sigma_1 h_0 < x / \beta_1$ (mm)	Yes	$\sigma_1 h_0 = 225$
$\sigma_2 h_0 > x / \beta_1$ (mm)	Yes	$\sigma_2 h_0 = 775$
$M_{aw}$	2236.0411	$(0.5(\sigma_1^2 + \sigma_2^2) - (\sigma_1 + \sigma_2) + 2\xi / \beta_1 - (\xi / \beta_1)^2) t_w h_0^2 f_a$ (kN-m)
$M = Ne_0$	3122.202922	$\alpha_1 f_{cb} x (h_0 - x/2) + f_y A_s' (h_0 - a_s) + f_a A_a' (h_0 - a_a) + M_{aw} - N(e_a + h/2 - a)$

图 12 型钢混凝土柱的正截面受弯承载力计算表 (P=17000kN, Mu=3122.2kN-m)

计算钢筋与型钢的应力		
$\xi$	0.44894602	未知量 $\xi$
$\sigma_s$ ( $\xi$ )	360	$\sigma_s = f_y$
$\sigma_a$ ( $\xi$ )	295	$\sigma_a = f_a$
初步判别大小偏压		
假定: $\delta_1 h_0 < x / \beta_1, \delta_2 h_0 > x / \beta_1$		
$N_{aw}$ ( $\xi$ ) (kN)	-1209.9741	$(2x / (\beta_1 h_0) - (\delta_2 + \delta_1)) t_w h_0 f_a$
$N$ ( $\xi$ ) (kN)	4000	$N = \alpha_1 f_{cb} x + f_y A_s' + f_a A_a' - \sigma_s A_s - \sigma_a A_a + N_{aw}$
指定 $N =$	4000	(kN)
判断 $N(\xi) - N = 0?$	0	
$\xi > \xi_b = 0.513?$	大偏压!	
$x = \xi h_0$	364.333852	(mm)
$x / \beta_1$	455.417315	(mm)
$\sigma_1 h_0 < x / \beta_1$ (mm)	Yes	$\sigma_1 h_0 = 225$
$\sigma_2 h_0 > x / \beta_1$ (mm)	Yes	$\sigma_2 h_0 = 775$
$M_{aw}$	622.31422	$(0.5(\sigma_1^2 + \sigma_2^2) - (\sigma_1 + \sigma_2) + 2\xi / \beta_1 - (\xi / \beta_1)^2) t_w h_0^2 f_a$ (kN-m)
$M = Ne_0$	4951.340381	$\alpha_1 f_{cb} x (h_0 - x/2) + f_y A_s' (h_0 - a_s) + f_a A_a' (h_0 - a_a) + M_{aw} - N(e_a + h/2 - a)$

图 13 型钢混凝土柱的正截面受弯承载力计算表 (P=4000kN, Mu=4951.34kN-m)

计算钢筋与型钢的应力		
$\xi$	0.24190561	未知量 $\xi$
假定: $\delta_1 h_0 < x / \beta_1, \delta_2 h_0 > x / \beta_1$		
$N_{aw}$ ( $\xi$ ) (kN)	6910.046482	$((\sigma_1 + \sigma_2) - 2X / \beta_1 h_0) t_w h_0 f_a$
$N$ ( $\xi$ ) (kN)	5999.999973	$N = f_y A_s + f_a A_a - f_y A_s' - \sigma_a A_a' + \alpha_1 f_{cb} x + N_{aw}$
指定拉力 $N =$	6000	(kN)
判断 $N(\xi) - N = 0?$	-2.70389E-05	
$x = \xi h_0$	196.3140315	(mm)
$x / \beta_1$	245.3925394	(mm)
225	Yes	$225 = \sigma_1 h_0 < x / \beta_1$ (mm)
775	Yes	$775 = \sigma_2 h_0 > x / \beta_1$ (mm)
430	Yes	$x < 2a_s = 430$ (mm)
$\sigma_a$	84.19509538	$(1 - (\beta_1 a_a / x)) \epsilon_{cu} E_a$ (N)
$M_{aw}$	2006.140836	$M_{aw} = ((\sigma_1 + \sigma_2) + (x / \beta_1 h_0)^2 - 2^* x / \beta_1 h_0 - 0.5(\sigma_1^2 + \sigma_2^2)) t_w h_0^2 f_a$
$M = Ne_0$	3163.45455	$\alpha_1 f_{cb} x (h_0 - x/2) + f_y A_s (h_0 - a_s) + \sigma_a A_a (h_0 - a_a) - M_{aw} + N(h/2 - a)$

图 14 型钢混凝土柱的正截面受弯承载力计算表 (P=6000kN, Mu=3163.45kN-m)

用 CiSDesigner 和 XTRACT 计算在同样轴力下的受弯承载力，以 CiSDesigner 的结果为基点进行对比。

表 2 各受力状态下的承载力对比

		型钢混凝土柱正截面的受弯承载力 M(kN-m)				
轴力(kN)	受力状态	A: CiSDesigner	B: XTRACT	(B-A)/A	C: 规范法	(C-A)/A
17000	小偏压	3772	3823	1.4%	3122	-17.2%
4000	大偏压	4763	4806	0.9%	4951	3.9%
-6000	大偏拉	4088	4224	3.3%	3163	-22.6%

从表 2 可以看出，三种受力状态下 CiSDesigner 与 XTRACT 的结果吻合的较好。规范算法除了大偏压状态下与 CiSDesigner、XTRACT 吻合的较好外，小偏压状态和大偏拉状态时规范算法的结果与 CiSDesigner、XTRACT 的结果偏差都较大。

#### 4.2 PM 曲线对比

表 2 仅展示了三个不同轴力下各计算方法的承载力偏差，现列出各计算方法绘制的完整 PM 曲线，如图 15 所示。

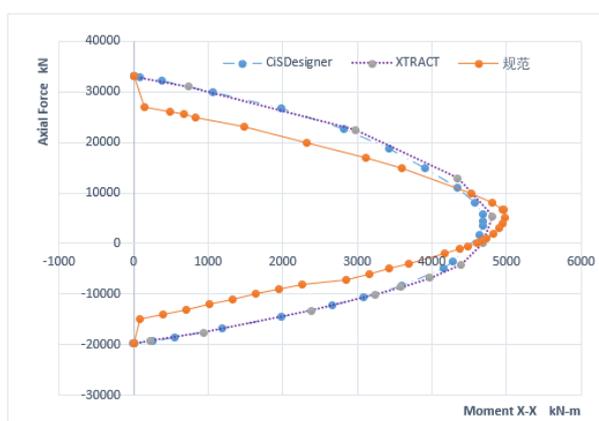


图 15 型钢混凝土柱的 PM 曲线

### 5 小结

本文比较了型钢混凝土构件在三种计算方法下的正截面承载力，从以上的分析结果可以看出：

对于型钢混凝土梁，当型钢混凝土梁的实际受压区高度较小时，三种计算方法的结果差异较小，当混凝土的实际受压区高度较大时，规范公式法求得的正截面承载力较后两者的结果偏大，偏于不安全。

对于型钢混凝土柱，当处于小偏压状态时，规范公式结果过于保守；当处于大偏压状态时，规范公式的结果偏不安全；当处于大偏拉状态、小偏拉状态时，规范法计算的结果均明显小于后两者的结果，规范公式过于保守，与[4]中结论一致。规范公式法计算的型钢混凝土构件正截面承载力与 CiSDesigner 程序结果的偏差，主要原因有：型钢截面实际的应力不是规范公式法中假定的全截面应力均达  $f_a$ ；次要原因有：型钢混凝土截面未扣除型钢、钢筋与混凝土重叠的面积；十字形型钢按照规范公式粗略地等效为工字钢；截面上侧钢筋默认假定达到屈服强度  $f_y$ 。

对于常规截面的型钢混凝土构件，公式中的假定与构件实际的受力状态不完全一致，规范法求得的正截面承载力结果与 CiSDesigner 的结果存在较大的差异，原因是公式法为了计算方便做了一定程度的简化处理。而实际工程中构件的截面形状复杂，包括截面不规则性、型钢截面多样、型钢布置等，规范公式难以考虑这些实际情况，硬套公式会带来较大的偏差，因此我们为广大工程师提供了 CiSDesigner 工具，能更加高效地给出安全、合理的设计结果。

#### 参考资料

- [1] 《组合结构设计规范》JGJ 138-2016.2016.
- [2] 北京筑信达工程咨询有限公司. 筑信达截面设计软件 CiSDesigner(V1.7.2)技术说明书. 2020, 3.
- [3] 薛建阳, 王静峰. 组合结构设计原理[M]. 北京: 机械工业出版社, 2019: 75-77.
- [4] 傅剑平, 陈茜, 张川, 唐锦蜀, 赵仕兴. 工字型钢混凝土偏心受拉构件正截面承载力计算[J]. 建筑结构学报, 2017, 38(02): 90-98.

# 工程应用常见问题 案例解析

【温馨提示】“工程应用常见问题案例解析”专栏基于工程案例阐释软件应用的常见问题及解决方法，希望为遇到类似问题的工程师提供参考。本栏目中的所有案例均来自筑信达软件用户，软件模型归属设计单位，相关内容仅用于软件应用技术的探讨。如有不妥，请联系我们删除。

## 柱顶与屋盖的节点连接问题

本文主要介绍了节点约束 Body 模拟支座时的应用错误。



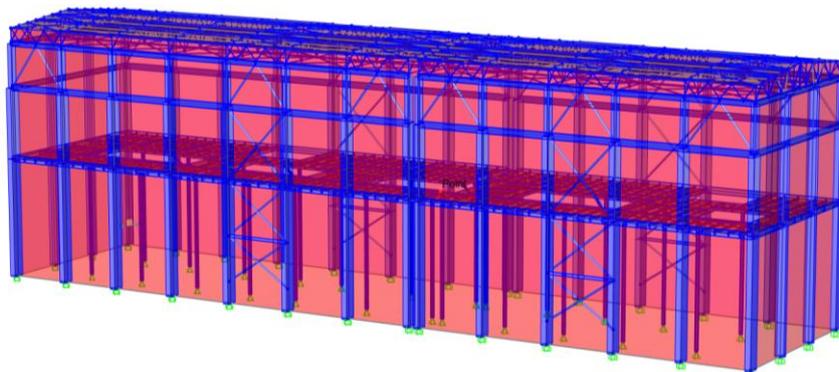
### 使用软件/SOFTWARE

SAP2000 V22.2.0



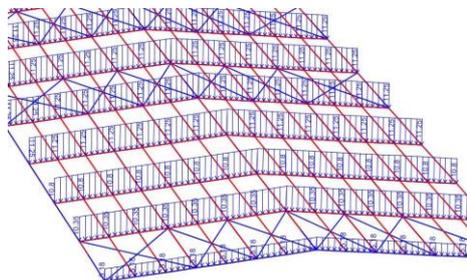
### 模型简介/MODEL

该模型为双层钢结构工业厂房。

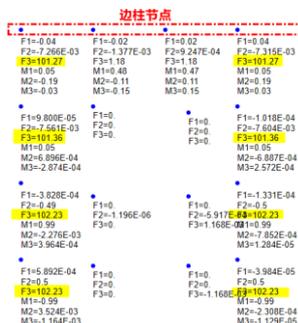


### 问题描述/PROBLEM

该模型中屋面施加了均布面荷载-雪荷载，并对屋面壳单元指定了单向导荷，其荷载分布如下左图所示。现在计算该结构在雪荷载作用下的柱底反力，计算结果如下右图所示。依据荷载的分布形式可知角柱的竖向反力应该比中间柱小，但是计算结果显示各个立柱的柱底反力基本相同，与预期不符。



雪荷载分布

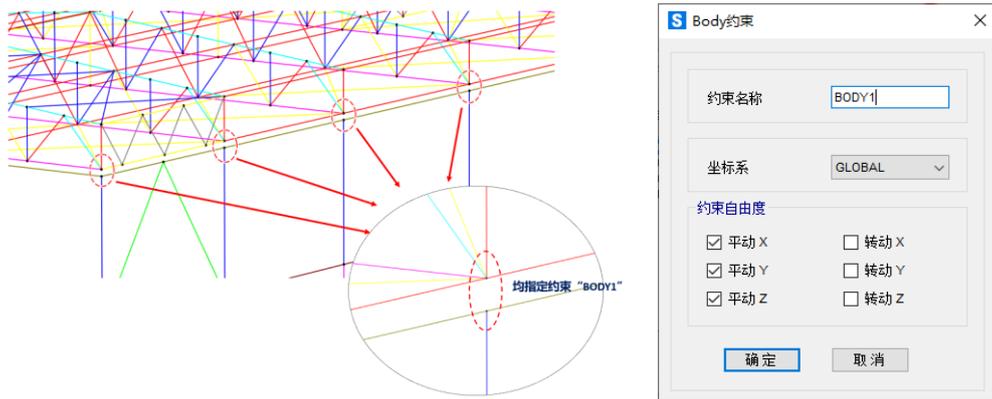


柱底反力



## 解决办法/SOLUTION

该模型中所有边柱的内力均相同是由于模型中指定的节点约束有问题。模型中所有柱顶与屋盖之间并没有直接连接，而是通过节点约束连接的，如下图所示。该模型中是将柱顶节点和相应的屋顶位置处的所有节点指定了同一个节点约束“BODY1”。程序会将所有指定了同一个 Body 约束的节点束在一起。该模型中“BODY1”约束了节点的三个平动自由度，为结构指定了“BODY1”约束后会导致柱顶节点及对应的屋顶节点的平动位移均相同，仅转角位移不同。对于竖向力荷载的传递，柱顶平面和对应的屋面可以假想为形成了一个刚体，导致各个立柱的反力相同。



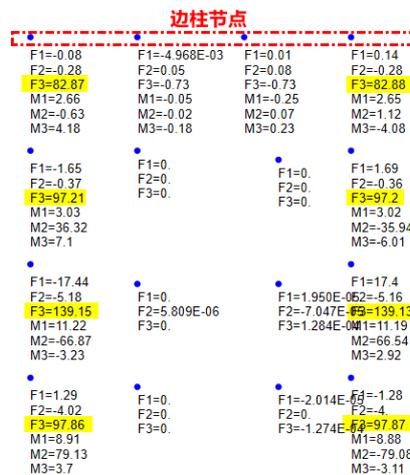
指定 Body 约束

上述这样定义 Body 约束是不对的。如果该模型中通过 Body 约束连接柱顶节点及对应的屋顶节点，需要对每个柱顶节点及对应的屋顶节点分别定义多个 Body 约束，以保证每个柱顶之间可以相互独立的变形。但这样使用 Body 约束的操作很繁琐，此时建议采用 Weld 约束。

Weld 约束会将容差范围内的节点，分别的约束在一起。这里定义“WELD1”约束如下所示，其拼接容差为 0.25m，表示节点间距小于 0.25m 的节点将被约束在一起，具有相同的平动自由度。这样只需定义一个 Weld 约束，然后指定给所有柱顶节点及对应的屋顶节点，容差范围内的节点将自动约束在一起。按此调整后，支座反力如下右图所示，符合预期。



Weld 约束



调整后节点反力

编写：吕良

## 楼层剪力统计异常

本案例主要介绍构件的楼层属性错误，导致楼层剪力统计异常



### 使用软件/SOFTWARE

ETABS V19.1.0



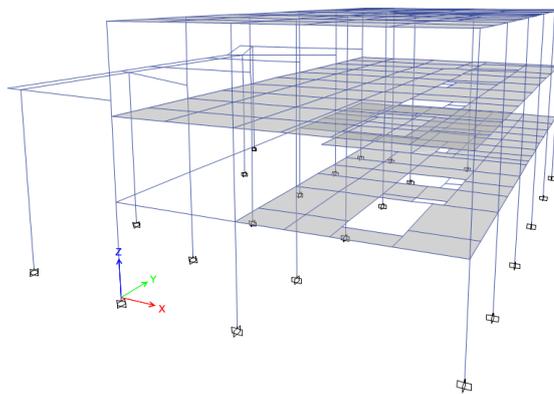
### 模型简介/MODEL

该模型为一个三层的小框架结构。



### 问题描述/PROBLEM

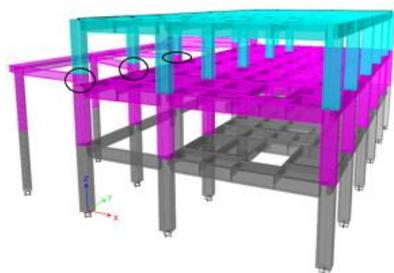
模型分析完毕后，提取 Story3 的楼层剪力与截面切割的楼层力不一致，不知原因出在哪？



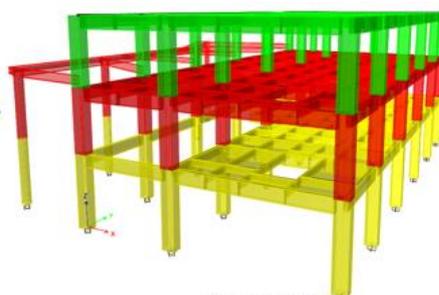
### 解决办法/SOLUTION

该问题通常是构件分层错误导致的。通过层显示的方式查看整个模型，如下图左侧所示，该 ETABS 模型是通过转接口导入的，查看原 PKPM 模型，是按照下图右侧的方式建模，导入 ETABS 后却出现左图的建模效果。

选中部分位于 Story3，但被标识为 Story2 的柱子（下图左侧画圈位置），通过合并构件的方式，将这部分短柱指定到 Story3 层，这时软件统计的楼层剪力与截面切割的结果吻合。所以通过转接口导入的模型应谨慎的检查，再进行后续分析和设计。



PKPM导入模型



修改的模型

E Story Forces										
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	
Story3	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	155.2814	2687.5605	87.9924	54202.2371	2475.1011	

E Section Cut Forces - Analysis									
SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1 kN	F2 kN	F3 kN	M1 kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
Story3	EX	LinRespSpec	Max	2687.5605	87.9924	155.2814	1020.6595	12714.8699	3595.8571
Story1	EX	LinRespSpec	Max	5610.9125	98.9149	0	720.4658	71723.0218	5590.9056
Story2	EX	LinRespSpec	Max	4662.9697	71.6198	0	642.2191	38476.9053	5825.5958

楼层剪力与截面切割的结果

## 插入点刚度对楼板挠度的影响

本案例主要介绍采用 SAFE 软件和 SAP2000 软件分析楼板时，插入点刚度导致楼板计算挠度不一致的问题及产生原因。

### 使用软件/SOFTWARE

SAP2000v22, SAFE2016

### 模型简介/MODEL

某混凝土框架结构（图 1），分别采用 SAP2000 和 SAFE 对该框架结构的屋面楼板进行结构分析。

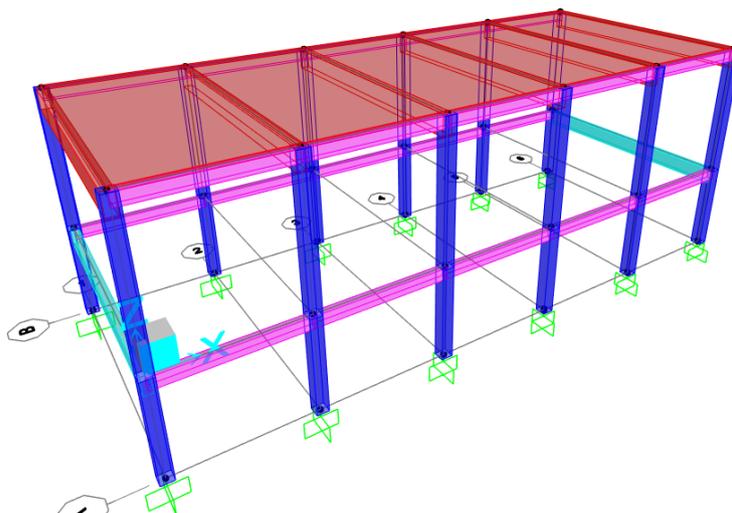


图 1 结构模型示意图

### 问题描述/PROBLEM

经过计算后发现，在 1.0DL+1.0LL 的荷载组合下，SAP2000 计算的楼板挠度是 5.9mm（图 2），SAFE 软件计算楼板挠度是 11.3mm（图 3）。请问是什么原因呢？

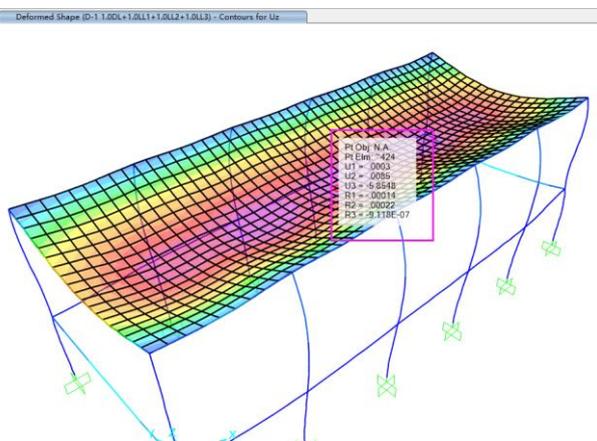


图 2 SAP2000 输出的最大位移（约 5.9mm）

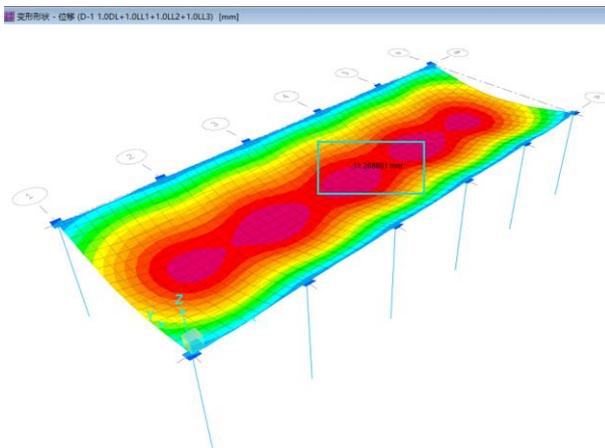


图 3 SAFE 输出的最大位移（约 11.3mm）

## 解决办法/SOLUTION

两种软件计算结果的差异，主要是由于 SAP2000 模型考虑了非形心处的插入点对构件刚度的影响。用户可点击任一屋面梁，弹出的对象模型窗口中显示，插入点一栏的【转换刚度】为“YES”（图 4）。这表示程序考虑了楼板相对梁中心偏移对结构刚度的增强，从而使得 SAP2000 分析的楼板挠度减小。

若选中所有的屋面梁，在指定插入点对话框中，将“非形心处的插入点不改变框架刚度”勾选（图 5），则程序不考虑楼板相对梁中心偏移对结构刚度的增强，从而使得 SAP2000 分析得到的楼板挠度与 SAFE 分析结果一致（图 6）。

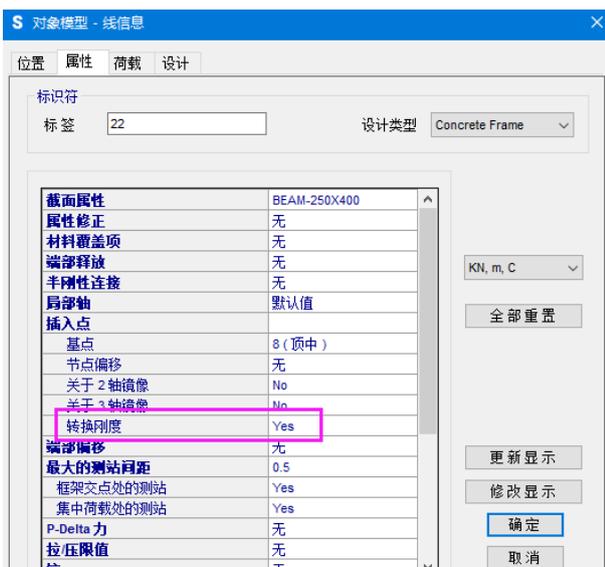


图 4 查看转换刚度

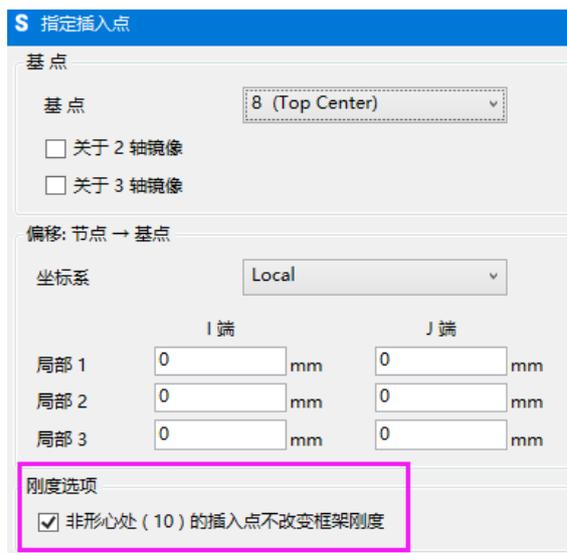


图 5 勾选“非形心处的插入点不改变框架刚度”

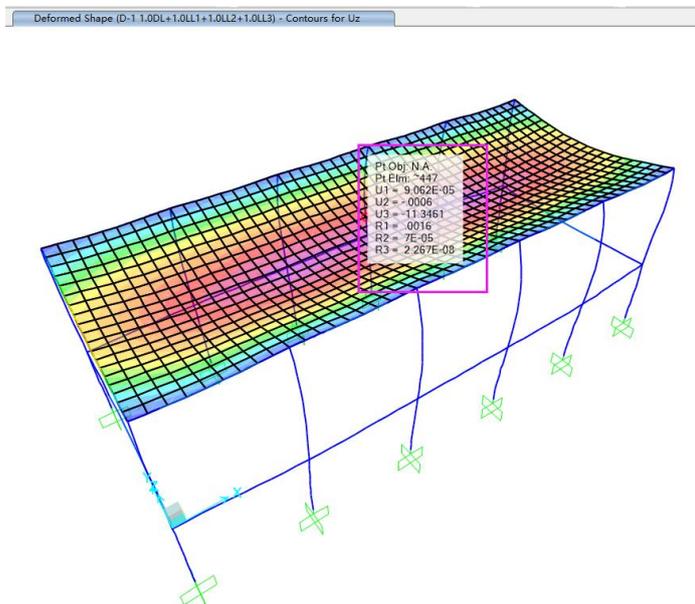


图 6 模型修改后，SAP2000 输出的最大位移（约 11.4mm）

编写：郑翔

## 楼层力或基地反力合力矩异常

以下两个案例反映了类似的问题，故归并讨论。第一个案例主要介绍查看模型在风荷载和地震作用下楼层力合力矩与 YJK 软件对比结果差异的原因与处理办法。第二个案例主要介绍查看模型在恒荷载作用下基地反力合力矩异常的原因和处理办法。



### 使用软件/SOFTWARE

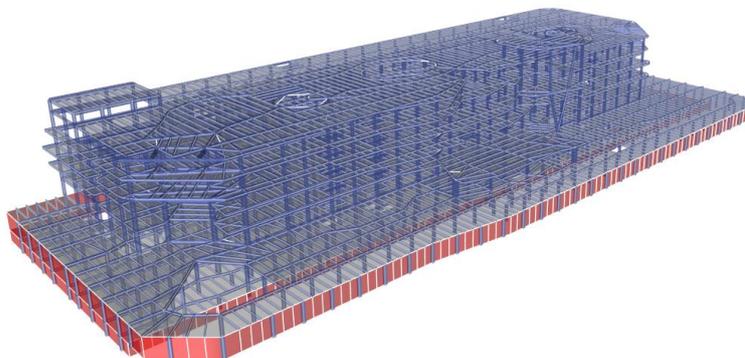
模型一：ETABS V19.1.0

模型二：SAP2000 V23.2.0



### 模型简介（模型一）/MODEL

模型如下，带两层地下室的框架结构。



### 问题描述（模型一）/PROBLEM

分别查看同一个模型在 ETABS 和 YJK 中风荷载和地震作用下结构的弯矩，如图 1-图 3 所示。以同一层为例，两个软件计算得到的楼层弯矩相差比较大，请问是什么原因？

Story	Output Case	Case Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
STORY3	WIND+X	LinStatic	Bottom	6.7762	-2696.4744	-3.9787	-2490193	-6481.2658	-57396.8522
STORY3	WIND+Y	LinStatic	Bottom	82.191	-15.1101	-7405.5369	-2995384	64036.1445	-35931.6875
STORY3	EX	LinRespSpec	Bottom	146.1777	61394.8779	1044.5049	56557466	141060.4438	1291214.7355
STORY3	EY	LinRespSpec	Bottom	570.7906	1025.4683	59274.6026	23399600	729302.7963	243550.4588

图 1 ETABS 中风荷载和地震作用下结构的楼层力

各层 X 方向的作用力(CQC)						各层 Y 方向的作用力(CQC)					
Floor : 层号						Floor : 层号					
Tower : 塔号						Tower : 塔号					
Fx : X 向地震作用下结构的地震反应力						Fy : Y 向地震作用下结构的反应力					
Vx : X 向地震作用下结构的楼层剪力						Vy : Y 向地震作用下结构的楼层剪力					
Mx : X 向地震作用下结构的弯矩						My : Y 向地震作用下结构的弯矩					
Static Fx: 静力法 X 向的地震力						Static Fy: 静力法 Y 向的地震力					
Floor	Tower	Fx (kN)	Vx (分塔剪重比) (kN)	Mx (kN-m)	Static Fx (kN)	Floor	Tower	Fy (kN)	Vy (分塔剪重比) (kN)	My (kN-m)	Static Fy (kN)
8	1	2475.08	2475.08(10.896%)	16335.53	1275.13	8	1	2908.04	2908.04(12.802%)	19193.06	1275.13
8	2	766.45	766.45( 8.498%)	5058.56	471.44	8	2	903.66	903.66(10.020%)	5964.13	471.44
7	1	22633.58	24586.91( 6.076%)	146821.78	17765.69	7	1	23293.38	24903.20( 6.154%)	147232.48	17765.69
6	1	16038.87	37492.74( 5.314%)	345037.98	12243.98	6	1	19833.52	37321.82( 5.289%)	337838.31	12243.98
5	1	16686.07	49080.05( 4.674%)	600664.32	11620.43	5	1	20464.98	48460.82( 4.615%)	586410.40	11620.43
4	1	14345.76	57068.94( 4.166%)	896699.11	8566.88	4	1	18246.07	56122.17( 4.097%)	874703.84	8566.88
3	1	13110.32	62092.60( 3.663%)	1241670.08	6449.76	3	1	17467.96	61167.14( 3.608%)	1211202.32	6449.76
2	1	43172.28	74839.20( 2.961%)	1611753.67	0.00	2	1	49330.04	77379.37( 3.062%)	1579792.59	0.00
1	1	5469.18	77898.70( 2.724%)	1873522.34	0.00	1	1	7633.13	82181.42( 2.874%)	1847770.76	0.00

图 2 YJK 中 X 向和 Y 向地震作用下结构的弯矩

风荷载信息					
层号	塔号	风向	顺风外力	顺风剪力	顺风倾覆弯矩
8	1	X	274.1	274.1	1809.3
		Y	381.3	381.3	2516.7
8	2	X	195.5	195.5	1290.6
		Y	264.0	264.0	1742.2
7	1	X	533.4	1003.1	8516.5
		Y	1707.6	2352.9	16964.8
6	1	X	486.7	1489.8	16561.5
		Y	1528.6	3881.5	37925.0
5	1	X	433.7	1923.5	26948.7
		Y	1348.3	5229.8	66165.8
4	1	X	366.6	2290.2	39315.7
		Y	1134.5	6364.3	100533.0
3	1	X	424.6	2714.8	55061.4
		Y	1060.8	7425.0	143598.3
2	1	X	0.0	2714.8	70807.1
		Y	0.0	7425.0	186663.5
1	1	X	0.0	2714.8	81123.2
		Y	0.0	7425.0	214878.7

图 3 YJK 中 X 向和 Y 向风荷载作用下结构的弯矩

## 解决办法 (模型一)/SOLUTION

通过图 1 的楼层力表可以看出，模型在侧向力作用下存在轴力 P，虽然轴力数值不大，但是模型距离坐标原点（程序默认的取矩点）比较远，故轴力引起的附加弯矩比较大，这也是两个软件结果产生差异的原因。如图 4 所示，将模型缩放，可以发现坐标原点距离模型较远；也可以查看结构的质心和刚心表格（Centers of Mass And Rigidity），如图 5 所示。

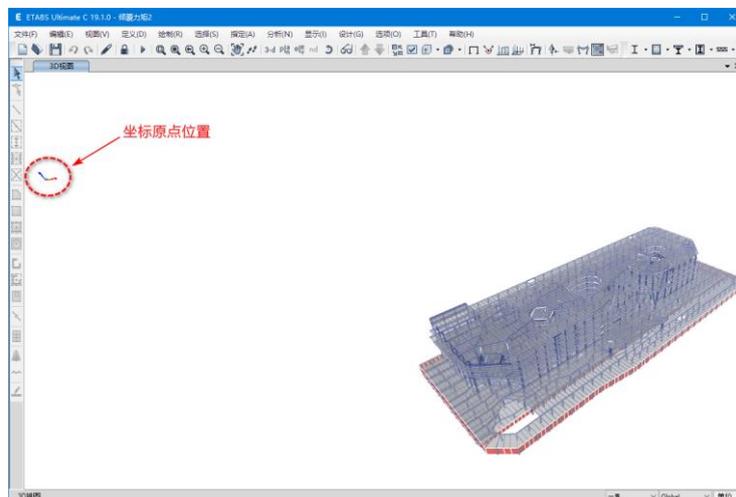


图 4 模型和坐标原点的相对位置

Story	Diaphragm	Mass X kg	Mass Y kg	XCM m	YCM m	Cum Mass X kg	Cum Mass Y kg	XCCM m	YCCM m
STORY1	D2	33207483	33207483	392.4922	-927.5334	33207483	33207483	392.4922	-927.5334
STORY2	D4	83221232.6	83221232.6	404.3897	-943.8539	83221232.6	83221232.6	404.3897	-943.8539
STORY3	D5	32499874.1	32499874.1	398.936	-923.4182	32499874.1	32499874.1	398.936	-923.4182
STORY4	D6	31989291.8	31989291.8	400.102	-920.2763	31989291.8	31989291.8	400.102	-920.2763
STORY5	D7	34430206.3	34430206.3	391.0282	-921.43	34430206.3	34430206.3	391.0282	-921.43
STORY6	D8	29761675.6	29761675.6	402.6965	-920.3799	29761675.6	29761675.6	402.6965	-920.3799
STORY7	D9	37164003.5	37164003.5	398.8173	-921.5195	37164003.5	37164003.5	398.8173	-921.5195
STORY8	D10	2235655.3	2235655.3	439.4336	-949.3364	2235655.3	2235655.3	439.4336	-949.3364
STORY8	D11	392230.6	392230.6	294.3782	-894.821	392230.6	392230.6	294.3782	-894.821

图5 质心和刚心表格

解决该问题的办法是：将模型整体移动，使结构质心靠近坐标原点。经过调整，再次对比 ETABS 与 YJK 计算的楼层弯矩，发现差异变得很小。图 6 为移动模型后 ETABS 中显示的楼层力表。

Story	Output Case	Case Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
STORY3	WIND+X	LinStatic	Bottom	6.7909	-2696.4766	-3.9788	-7845.057	-247.7102	-54686.9264
STORY3	WIND+Y	LinStatic	Bottom	82.2001	-15.1131	-7405.5364	-19267.7655	139651.5264	-3055.6339
STORY3	EX	LinRespSpec	Bottom	146.1778	61394.1769	1047.1506	318746.1869	17190.0395	1244298.0641
STORY3	EY	LinRespSpec	Bottom	570.8153	1028.0237	59269.6215	724109.4514	1173148.5524	21018.97

图6 调整结构至坐标原点附近后的楼层力结果

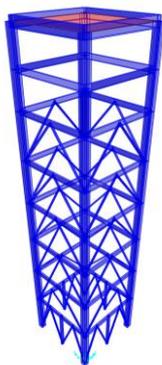
表 1 列出了移动模型后 ETABS 和 YJK 结果的对比，差值在 5% 范围内。

表 1 ETABS 和 YJK 合力矩对比

楼层	荷载工况	ETABS 合力矩 (kN · m)	YJK 合力矩 (kN · m)	差值 (%)
3	X 向风荷载	54686.9264	55061.4	0.68%
3	Y 向风荷载	139651.5264	143598.3	2.75%
3	X 向地震作用	1244298.0641	1241670.08	0.21%
3	Y 向地震作用	1173148.5524	1211202.32	3.14%

## 模型简介 (模型二)/MODEL

模型如下，混凝土塔架，其中支撑为钢构件。



## 问题描述 (模型二)/PROBLEM

查看结构在恒荷载 (DEAD) 作用下的基底反力，如图 7 所示，弯矩数值异常大，请问是什么原因？

	OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
▶	DEAD	LinStatic		-5.116E-12	-4.434E-12	345713.595	7778555.88	-7778555.9	4.729E-11
	pingtai+louti...	LinStatic		-5.471E-13	-7.461E-13	41482	933345	-933345	9.55E-12
	RX	LinRespSpec	Max	9987.676	0.003624	0.000572	0.0736	1490310.437	224722.6753
	RY	LinRespSpec	Max	0.004103	10028.194	0.007318	1491604.787	0.163	225634.485
	wind	LinStatic		-28546.174	-2.268E-11	1.583E-10	8.4E-09	-3521546.9	642288.907

图 7 结构基底反力表格输出

## 解决办法 (模型二)/SOLUTION

出现基底反力合力矩异常大的原因是由于竖向力 FZ 较大且竖向力合力点距离坐标原点 (程序默认的取矩点) 有一定距离，进而产生了较大的附加弯矩。程序默认的取矩点为坐标原点，如图 8 所示；而竖向力的合力点位置为 (22.5, 22.5, 0)，如图 9 所示。核算附加弯矩： $MX = FZ * Y_{centroidFZ} = 345713.595 * 22.5 = 7778555.888 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，与软件计算结果一致。

	OutputCase	CaseType	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m	GlobalX m	GlobalY m	GlobalZ m
▶	DEAD	LinStatic	-7.617E-12	-8.072E-12	345713.595	7778555.88	-7778555.9	-9.459E-11	0	0	0

图 8 竖向力取矩点坐标值



图 9 竖向力合力点坐标值

用户如果想得到符合实际的基地反力合力矩，可以在表格【输出选项】菜单栏中直接修改基地反力合力点，如图 10 所示。

调整后的结果如图 11 所示。

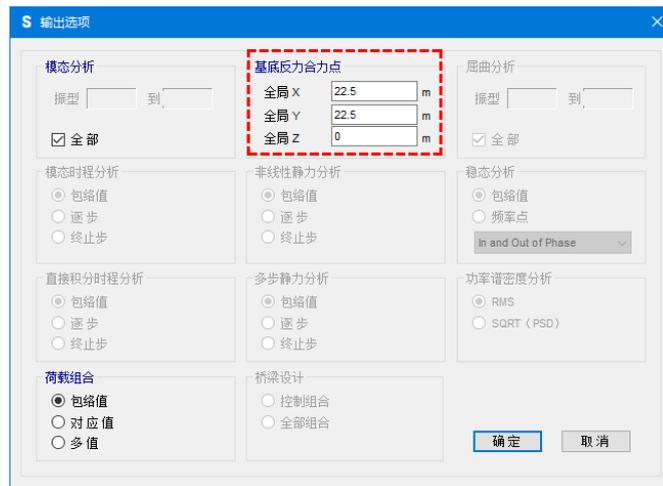


图 10 修改基地反力合力点



图 11 修改取矩点后的基地反力

## 小结

以上两个案例，实质上反映了一个共同的问题：程序默认坐标原点为弯矩取矩点，当楼层力或基地反力中心不在坐标原点附近时，可能导致合力矩结果异常。用户可以通过修改取矩点位置的方法解决此类问题。如果用户查看的是楼层力合力矩，调整取矩点的方式可以是整体移动模型，使模型刚心靠近坐标原点；如果用户查看的是基地反力合力矩，可以在【表格】菜单栏的【输出选项】中直接修改基地反力合力点。

还需要注意的是，第一个案例出现的问题一般发生在模型转换后，由于源模型中忽视了结构与坐标系原点的相对关系，导致模型转换到 ETABS 后，结构位置距离坐标原点很远。建议用户在模型转换后留意检查，如距离较远，宜将模型整体移动到坐标原点附近，以免引起结果异常。

## 考虑重力二阶效应后无法收敛

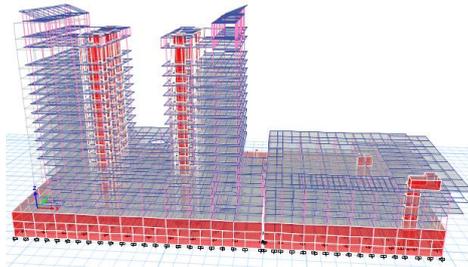
本案例主要介绍考虑重力二阶效应后，模型分析无法收敛的原因，及对模型进行修正的思路过程展示。

### 使用软件/SOFTWARE

ETABS V19.1.0

### 模型简介/MODEL

该模型底部为一个大底盘，上部包含两个塔楼。



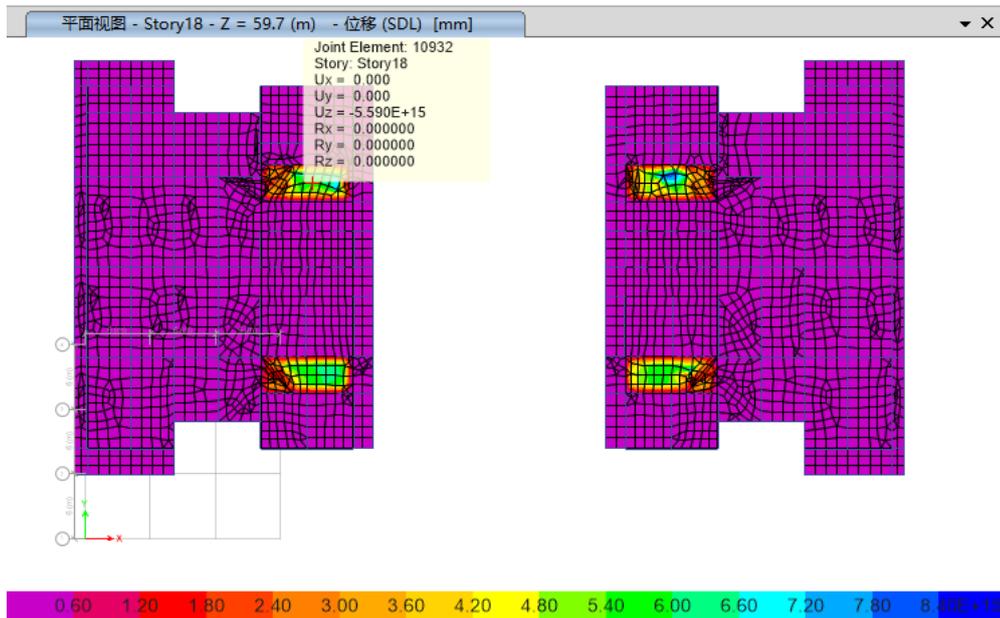
### 问题描述/PROBLEM

运行后，程序界面左下角显示的分析进度条如下，运行好几分钟后，工况“~P-DELTA”一直显示 0%，如下图所示。

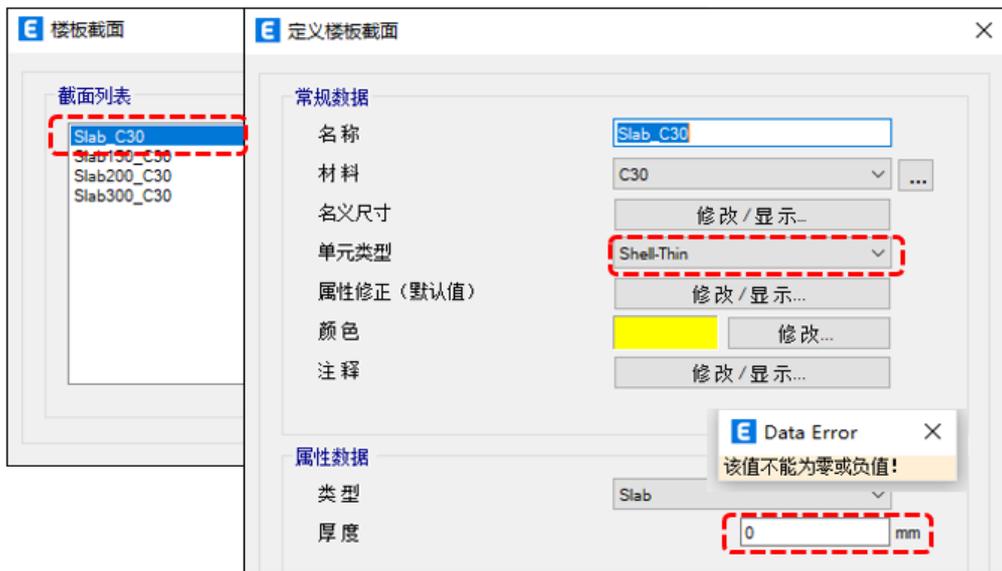
Analyzing ( 0%): Case ( 0%) ~P-DELTA

### 解决办法/SOLUTION

- 1.根据上面运行的提示信息，通过“任务管理器”查看 ETABS 占用了大量内存，并且程序没有运行，我们直接通过“任务管理器”结束该进程。
- 2.为检查分析模型是否正常，仅运行重力静力工况（不考虑二阶效应）。
- 3.查看“恒载工况 SDL”下的结构变形图，楼板平面外变形  $U_z=-5.590E+15\text{mm}$ ，结果异常大，可以推测该楼板定义有问题。



定位到楼板的具体位置，该楼板的截面名称为“Slab\_30”，楼板的单元类型为**薄壳**，厚度为**0mm**，如下图所示。该 ETABS 模型是通过转换接口导入 E2K 文件生成，原 YJK 模型中此处楼板厚度为 0mm，故 E2K 文件中楼板厚度也为零。但如果在 ETABS 中操作时，这里不允许设置 0 厚度的楼板，如下图所示。



由于该楼板仅用来传递荷载，可以在 ETABS 中将该楼板的单元类型改为**膜**，厚度设置为 1mm，并选中所有该截面的楼板重新指定为“不剖分”（避免内部剖分节点导致的异常变形）。这时，再次考虑几何非线性，并运行模型，可以顺利收敛得到计算结果。

编写：杨硕

## 变宽度主梁的建模

本文主要介绍变宽度主梁建模需要注意的问题。



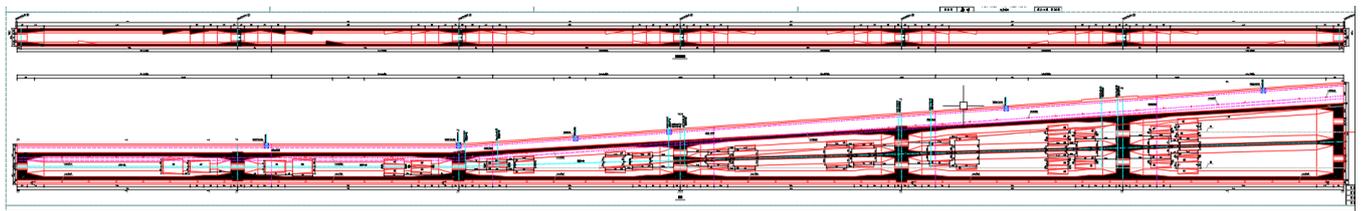
### 使用软件/SOFTWARE

CSiBridge 22.2.0



### 模型简介/MODEL

该模型图纸为变截面道岔梁，主梁宽度沿着长度方向由单箱室变成两箱室，且箱室宽度和翼缘的宽度也逐渐变大，如下图所示。现在需要在 CSiBridge 中建立该梁的模型。

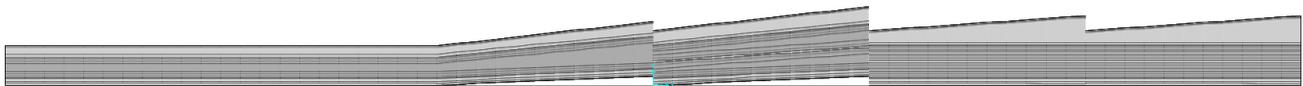


变截面梁图纸



### 问题描述/PROBLEM

在 CSiBridge 中定义翼缘及箱梁倒角的变截面参数后，将其指定给主梁。组合成桥对象后道岔梁模型如下图所示，可以看到截面的变化并不连续，且变化形式与图纸不符。对于该变宽度主梁该如何定义？



建立箱梁模型

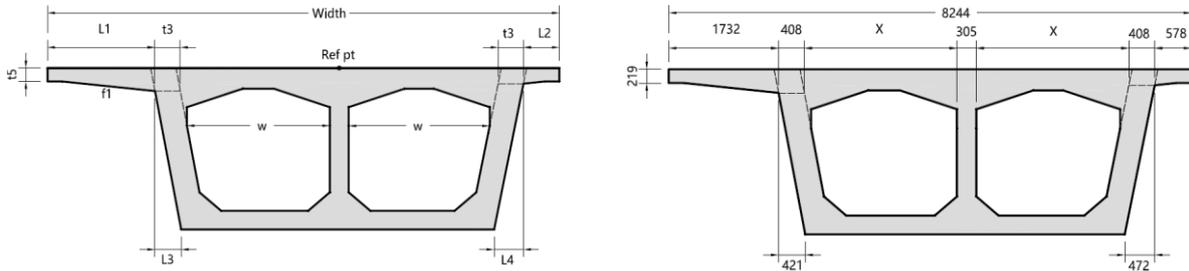


### 解决办法/SOLUTION

该桥前两跨为单箱室箱梁，截面没有变化，但是后续四跨为两箱室箱梁，截面宽度逐渐变宽。因此这里需要定义两个基准截面，一个为单箱室箱梁，另一个为两箱室箱梁（两箱室基准截面取第三跨的起始截面）。基准截面依据截面尺寸及程序中的标注定义即可，这里主要介绍变截面箱梁的定义方法。

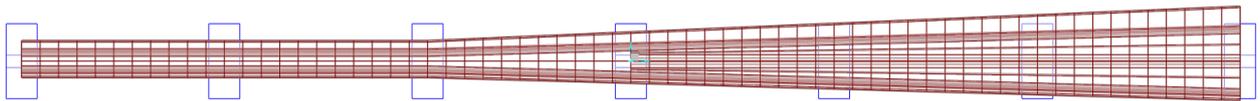
两箱室箱梁的基准截面如下图所示，相对于该基准截面后续截面主要变化的内容包括：梁总宽度（width）、左侧翼缘宽度（L1）、翼缘倒角（f1）的水平尺寸和竖直尺寸、以及箱室的宽度（X），其余尺寸并没有变化。但是需要注意的是，箱梁的宽度（X）并不是由用户直接在【定义截面数据】中定义，箱室宽度（X）= $\frac{1}{n} \times [\text{梁总宽度 (width)} - \text{左侧翼缘宽度 (L1)} - \text{右侧翼缘宽度 (L2)} - \text{边腹板厚度 (t3)} - \text{中腹板厚度 (t4)}]$ ，其中 n 表示箱室的个数。因此，这里需要定义的参数变化形式的截面尺寸参数为四个：梁总宽度（width）、左侧翼缘宽度（L1）、翼缘倒角（f1）的水平尺寸和竖直尺寸，参数变化形式的定义方式

可以参考知识库文章“[多个参数按不同规律变化的变截面定义](#)”。



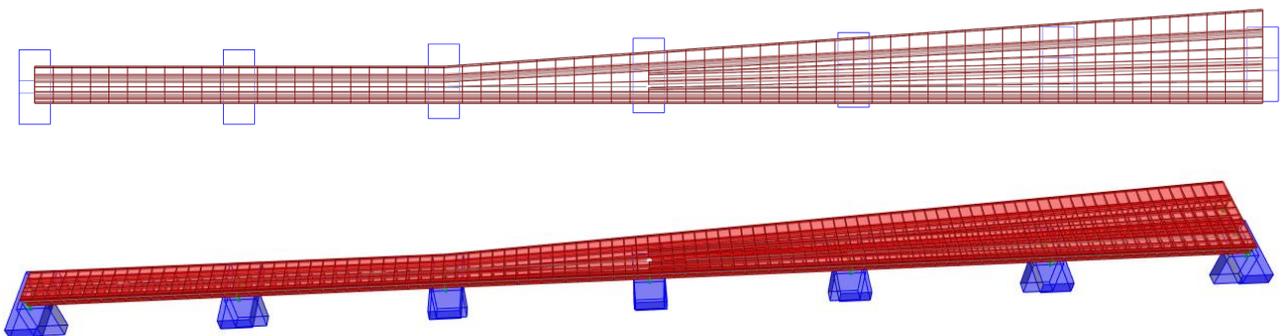
基准参考面尺寸及标注

另外需要注意一点的是，程序中主梁截面是通过插入点（Insert Point）确定其在布局线上的位置。梁截面插入点的确定方式可参考知识库文章“[CSiBridge 中主梁截面参考点的确定](#)”。基准面中右翼缘端点距离布局线的距离为： $L2+1/2*(width-L1-L2)=578+1/2*(8244-1732-578)=3545\text{mm}$ 。由于截面左侧翼缘宽度（L1）发生变化，右翼缘端点距离布局线的距离同时发生了改变。如不修改插入点的位置，此时梁将会变成向两侧扩宽，结构形式如下图所示。



未调整插入点视图

该模型中右翼缘宽度及位置不变，梁向左侧翼缘扩宽，因此需要保持右翼缘距离布局线的距离不变。此时就需要修改插入点的位置。以第三跨终点截面为例，此时梁宽度变为 10538，左侧翼缘宽度  $L1=2222$ ，右翼缘宽度  $L2=578$ ，此时右翼缘端点距离布局线的距离为： $578+1/2*(10538-2222-578)=4447\text{mm}$ ，因此插入点需要向左调整的距离为  $4447-3545=902\text{mm}$ 。因此第三跨插入点需要向右由 0mm 逐渐调整到 902mm，其余跨均按此方式调整。所有跨调整后，桥梁布置形式如下。



编写：吕良

## 桥梁支座的多余约束

本文主要介绍了为桥梁支座指定了多余约束导致桥墩横梁弯矩异常的问题。



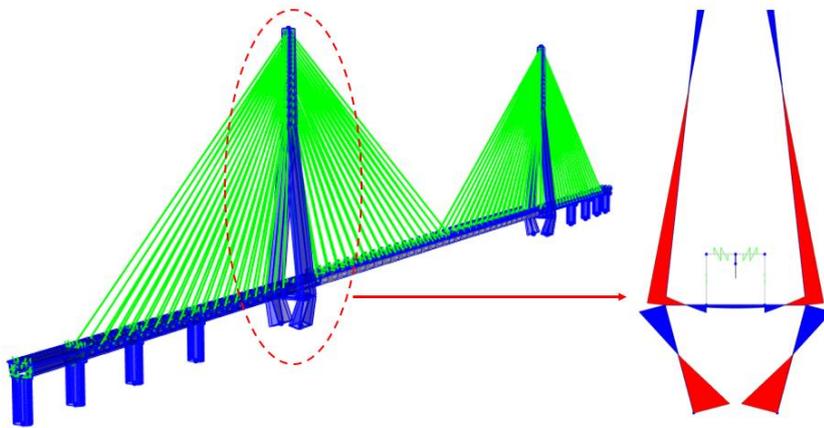
### 使用软件/SOFTWARE

CSiBridge 22.2.0



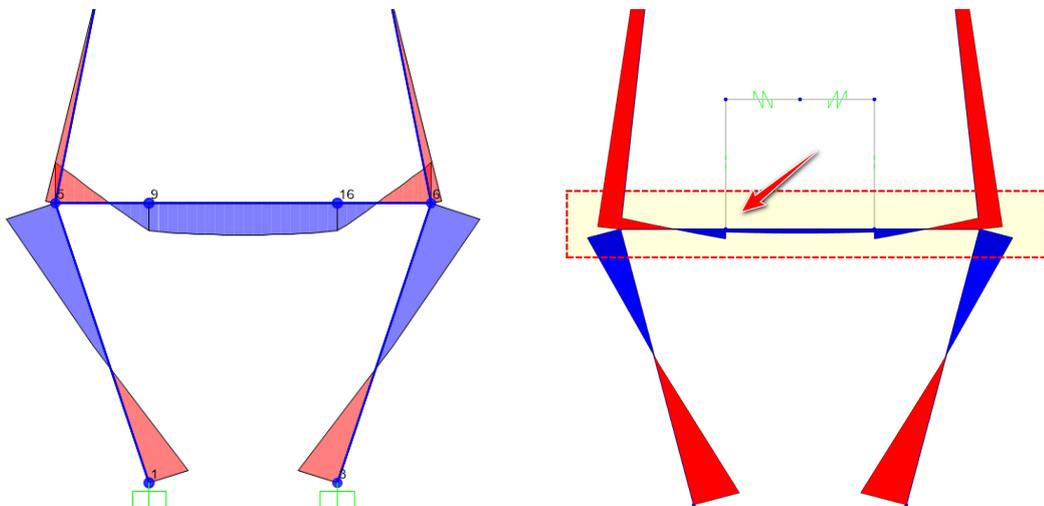
### 模型简介/MODEL

该模型为某斜拉桥，在重力工况下计算各个构件的内力。其中1号桥塔连接部位弯矩分布如下图所示。



### 问题描述/PROBLEM

一般桥塔横梁弯矩分布形式如下左侧视图，弯矩分布类似连续梁在支座位置处承受集中荷载力。但是上述模型中的横梁的弯矩分布比较奇怪，在支座位置处弯矩数值突然变化，不符合预期，如下侧右图所示。程序是否计算错误，出现该问题的原因是什么？



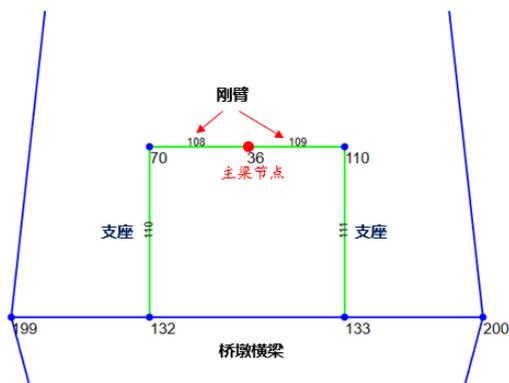


## 解决办法/SOLUTION

程序计算没有问题，出现该问题的原因是支座设置错误。如下图右侧所示，桥墩支座通过连接单元 linear 模拟，其约束条件如下左图所示。支座上端通过钢臂（约束六个自由度）与主梁相连接，下端与桥墩横梁相连接。由于两个支座上端通过钢臂相连接，两个支座均约束了横向位移（桥梁横向对应支座 U3 方向），因此两个支座上端节点的横向位移将保持一致，即 132#节点和 133#节点之间的横向移动被约束。此时横梁中段的轴力主要被连接单元承担，两个支座连接单元承担相当大的剪力，由剪力引起的连接单元 i 端弯矩会特别大，因此横梁弯矩异常。



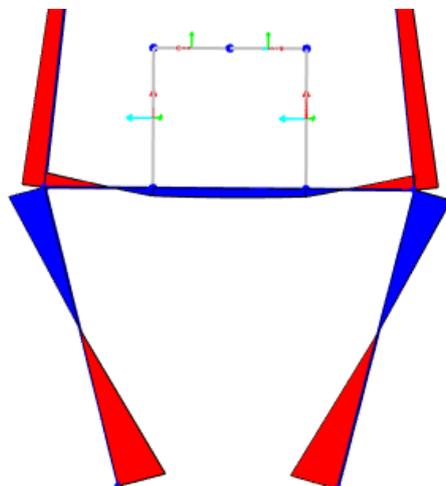
支座 linear 连接单元的设置



对于该问题仅需要将两个支座中任意一个支座的横向约束释放即可。这里修改右侧支座的约束条件，将其 U3 方向的刚度调整为 0，如下左图所示。调整后重新计算，横梁的弯矩分布正常，如下右图所示。



修改后，支座 linear 连接单元的设置



编写：吕良

## 堆载对桥梁影响的分析不收敛

案例主要介绍不正确的 Embedded 桩单元连接问题。



### 使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 3D CE V21



### 模型简介/MODEL

模型长宽均为 60m，高 40m，桥梁顶部的盖梁采用实体单元模拟，桥梁桩基础采用 Embedded 桩单元模拟，桩之间的系梁采用实体单元模拟。桥梁左侧土体回填，分析该回填对既有桥梁的影响。

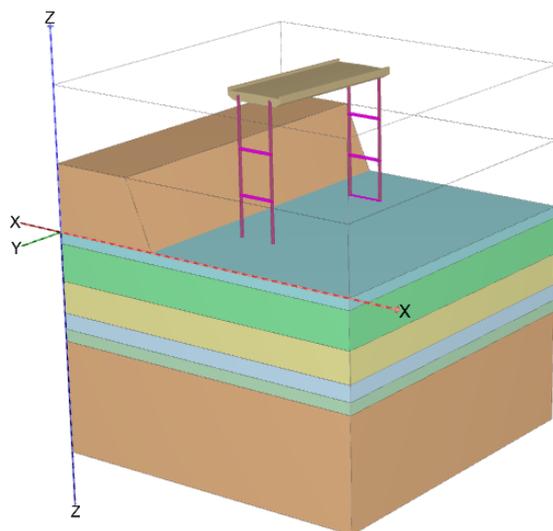


图 1 几何模型图



### 问题描述/PROBLEM

既有桥梁施工的分析阶段计算不收敛，提示 Picos 求解器解法有误收敛缓慢（图 2）。

Picos 求解器: 解法有误, 收敛缓慢。 [错误代码: 204]

图 2 错误提示



### 解决办法/SOLUTION

错误代码 204，出现的典型原因包括网格质量差、土体材料刚度差异大、结构单元连接有误等等。

对于该模型，首先应判断其结构单元的连接出现问题。对于 Embedded 桩单元，PLAXIS 3D 允许设置其一个端点的连接（往往是桩顶，为了匹配真实桩的状态，桩顶与土层设置为刚性连接，桩底靠接触弹簧与土体连接），另一端点默认是自由状态。而如果桩中间有连续的连接结构，譬如系梁，使用 Embedded 桩单元很难定义与系梁之间的连接。如图 3，模型中系梁和桩实

际为未连接状态。

所以对于这类特殊结构的模拟，需要调整桩与系梁的模拟方式，改为采用实体单元模拟（如图4）。并添加界面单元模拟桩-土接触。

而实体桩和实体系梁，也可以使用 PLAXIS 3D 自带的实体桩输出工具，通过环向积分的方法来计算内力值。



图3 结构连接属性图

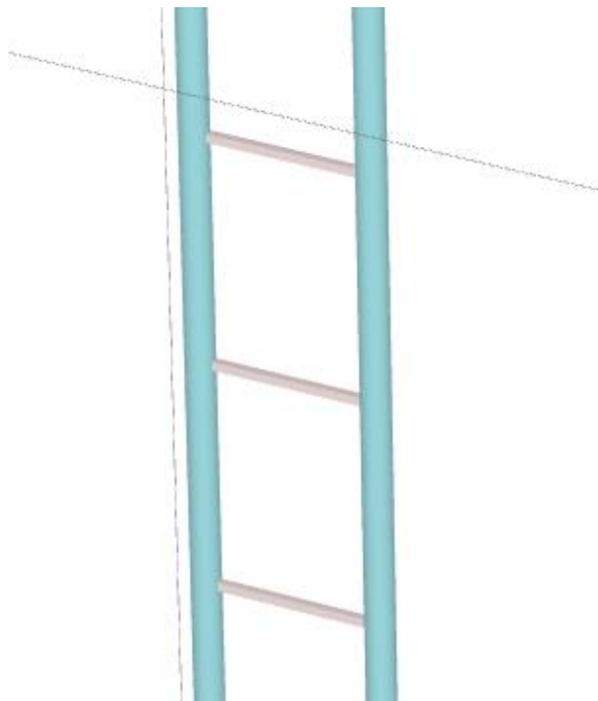


图4 实体桩与系梁

## 某地下管廊分析中的水压力问题

案例主要介绍不正确的水荷载的处理方法。

### 使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 3D CE V21

### 模型简介/MODEL

如图 1 所示，模型长 20m，宽 60m，在淤泥土层（紫色）中进行地下管廊的施工。管节每段长 2m，共 10 段，均采用实体单元模拟。

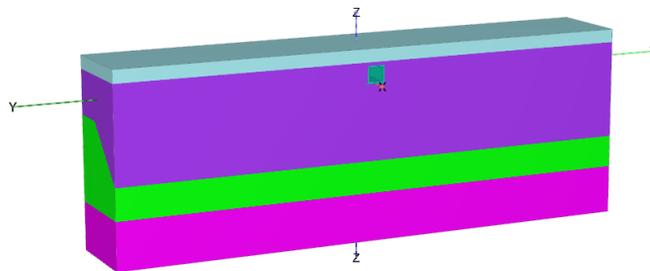


图 1 几何模型图

### 问题描述/PROBLEM

各分析阶段的结果中，管廊垫层位置均出现了不正确的水压力。（图 2 中绿色箭头）

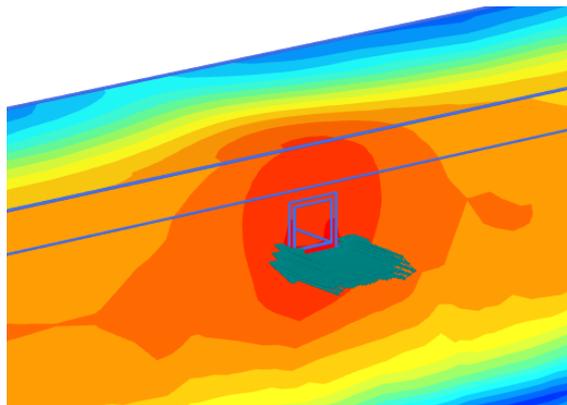


图 2 水压力分布

### 解决办法/SOLUTION

如果模型结果中出现了不合理的外部水压力分布，应考虑模型的几何边界出现问题。

PLAXIS 3D 的整体逻辑是首先定义几何模型，在几何模型上添加荷载/约束，再进行网格划分，将荷载/约束施加到节点。

对于几何模型边界上的常规荷载或约束，其容差默认为 0.001，即几何模型的边界误差在 0.001 范围内，均不影响荷载/约束的

施加。但水压力较为特殊，要求模型的几何边界绝对精确。所以绝大多数不正确水压力分布问题都与几何模型的边界相关。

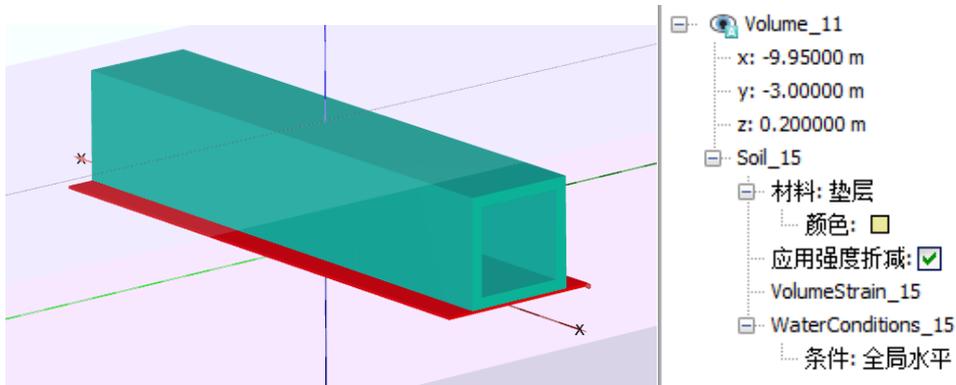


图3 管节下方垫层几何属性

如图3所示，选中边界位置处的管节查看其属性，在选择浏览器中显示其参考点的属性  $x=-9.95$ ,  $y=-3$ ,  $z=0.2$ 。看起来似乎没有问题，但选择浏览器中只支持显示最多6位有效数字。想要进行精确的位置检查，需要用 echo 命令。

如图4，使用 echo 命令后，发现管节参考点的 x 的实际值并不是-9.95。

```
> echo Volume_11
Volume 命名为"Volume_11"
x: -9.950000100000009
y: -3
z: 0.2
```

图4 查看垫层几何属性命令

该模型中只需要调整管节参考点的 x 坐标即可。修改对象精确坐标，推荐采用 set 命令。输入 `_set Volume_11.x -9.95` 即可。

修改后，水压力消失，模型整体沉降结果如图：

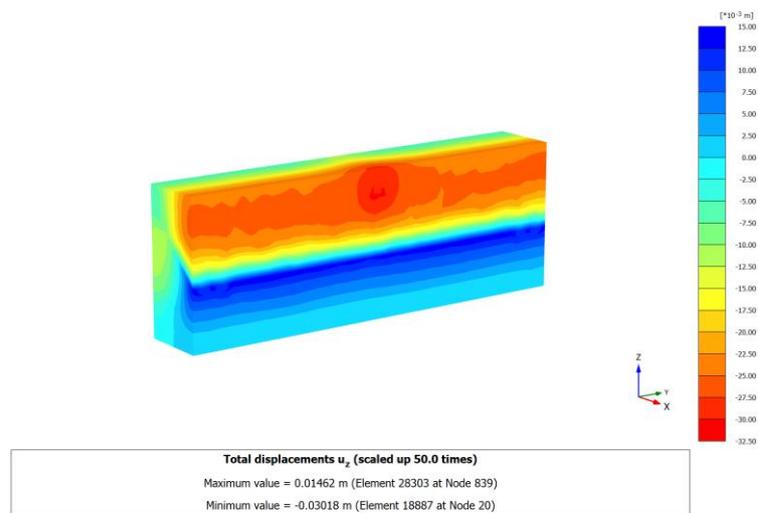


图5 模型整体沉降云图



### CiSDesignCenter 1.3.1 新增及改进功能

#### 功能改进

##### 1、模型转换功能强化、细化、深化

##### 2、全面支持多塔模型转换

- DC 软件读取 PKPM 或 YJK 多塔模型，自动导出相应的 ETABS 多塔模型

- 对于 PKPM 模型时，自动读取多塔信息并导出分塔一致的 ETABS 模型
- 对于 YJK 模型，多塔设置是在计算分析模块中进行，因此需要用户进行 YJK 计算分析后导出对应的接口文件 dtcal.ydb
- 如果用户导入 YJK 模型时未选取结果文件 dtcal.ydb，DC 软件将对 YJK 模型自动分塔。DC 自动的分塔方式与 PKPM 一致

- 导出 ETABS 模型时导出塔、层信息，隔板分塔设置
- 导出 SAP2000 模型时，隔板分塔设置，但是没有分塔及层信息

##### 3、构件设计

- 增加了剪力墙稳定验算
- 增加了剪力墙抗滑移验算（水平施工缝）
- 构件配筋信息输出对话框增加了设计组合及测站信息输出，用户可以选择任一组合进行复核计算

#### 新增功能

##### 1、新增广东省标准《高层混凝土结构设计规程》

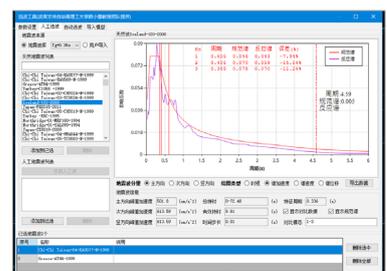
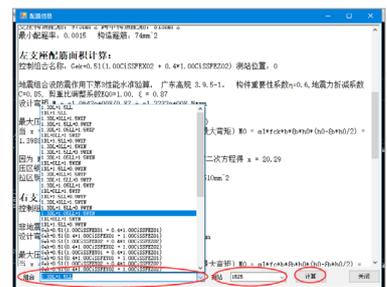
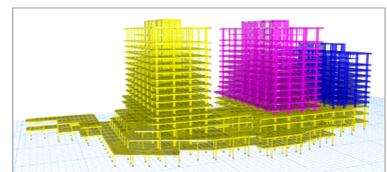
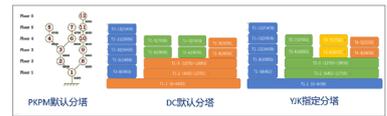
- 程序相关设置
- 根据总信息设置，对模型进行加工
  - 设置墙梁标签
  - 设置梁刚度放大
  - 设置楼层隔板属性（刚性或准刚性）
  - 根据广标设置设防和罕遇地震反应谱函数
  - 设置单向地震（考虑偶然偏心）、双向地震及竖向地震工况

##### 设计内力调整及设计组合

##### 2、新增采用时域显式随机模拟法计算楼层剪力功能

- 依据广东省标准《高层混凝土结构设计规程》附录 C 提出的时域显式随机模拟法（采用华南理工大学苏成教授研究成果），复核 ETABS 采用 CQC 法计算出来的楼层剪力，生成两种方法计算的楼层剪力对比报告。

##### 3、新增地震波选波功能



# ETABS V19

## Analysis and Design of Building Systems

### 新增及改进功能



## ETABS 19.1.0 新增及改进功能

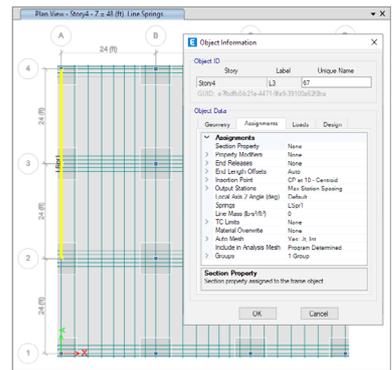
### 建模功能

- 后张拉预应力钢束的竖向剖面编辑功能得到进一步增强，钢束剖面、钢束几何、钢束荷载及预应力损失等相关定义集成于同一个对话框中。
- 支持对截面属性为“空（None）”的虚梁指定线弹簧



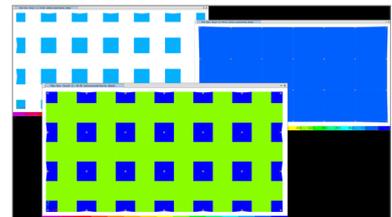
### 加载功能

- 不同楼板对象在重叠区域自动叠加其均布面荷载
- ASCE 7-16 自动地震荷载新增 11.4 节中的“例外（EXCEPTION）”部分，如：E 类场地  $S_s \geq 1.0s$  时， $F_a$  取值与 C 类场地相同
- AAS 1170 2007 自动地震荷载基于“修订 1（Amendment 1）”考虑底部剪力的缩放



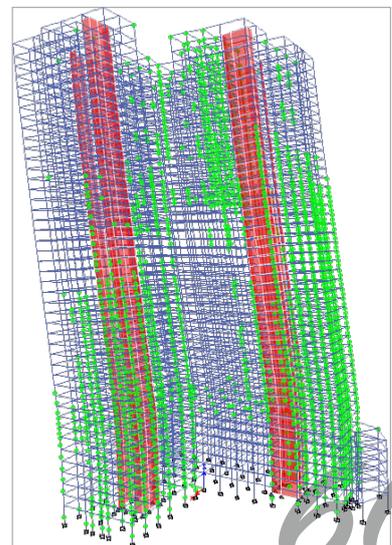
### 性能化设计

- 交互式数据库编辑新增截面设计器（SD）数据表格包括通用墙肢的 SD 截面



### 设计功能

- 在混凝土梁设计和基于板带的混凝土板设计中，如果轴向压力的存在会减小配筋量，用户可根据需要在抗弯设计中选择考虑或忽略轴向压力。但是，增加抗弯钢筋的轴向拉力和轴向压力必须考虑，后张拉施工也必须考虑全部轴向荷载。Eurocode 2-2004 混凝土框架设计功能更新至可考虑剪力相关的附加纵筋



### 导入 / 导出

- Revit 单元 ID 与 ETABS 对象 GUID 之间的映射数据可导出至 Excel

### API 功能

- 针对远程 API 和 COM 客户端进一步改善性能和更新算例，新的 Python API 算例采用与底层 .Net 对象的直接通信

### 中国规范相关的设计功能改进

- 补充并改进了功能界面的汉化
- 为了更好地拟合，中国规范反应谱曲线的取值步长从 0.2s 缩短至 0.05s

[点击了解更多功能特性](#)

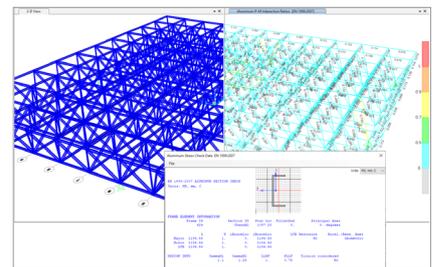
# 新增及改进功能

## SAP2000 23.3.0 新增及改进功能

### 设计功能

- 新增基于欧标 EN 1999-1-1 (2007) (Eurocode 9: Design of aluminum structures – Part 1-1: General structural rules) 的铝合金框架设计功能

[点击了解更多功能特性](#)



# 新增及改进功能

## CSIBridge 23.3.0 新增及改进功能

### 荷载

- 在 AASHTO Rating 车辆库和 Caltrans 车辆库中添加新的车辆类型后的混凝土板刚度。

### 设计

- 新增基于 AASHTO 2020 LRFD 规范的钢框架设计功能

### 输出与显示

- 借助数据库表格和桥对象结果显示的多线程处理，显著提高移动荷载分析结果的读取速度
- 新增基于 IRC 规范的多箱室混凝土箱梁桥和混凝土 T 梁桥的上部结构设计计算报告

[点击了解更多功能特性](#)



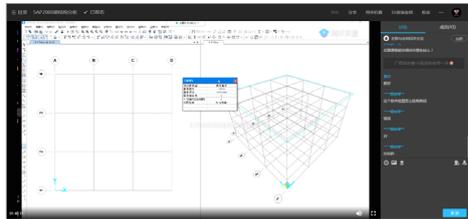


## 助力高校 协同创新 【SAP2000 与结构力学】线上精品系列课程报道

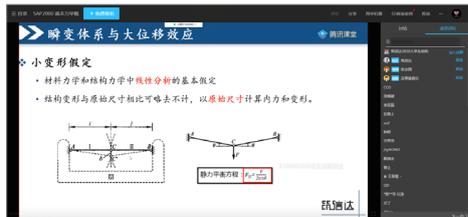
随着有限单元法在工程界及学术界的普及和应用，各大理工类院校陆续将其列为本科生或研究生的学位课程。作为通用的建筑结构分析与设计软件，SAP2000 凭借其高效稳定的求解性能和交互式的一体化设计，在近五十年的深耕细作中获得了全球范围内数十万工程师的一致认可与好评。目前，



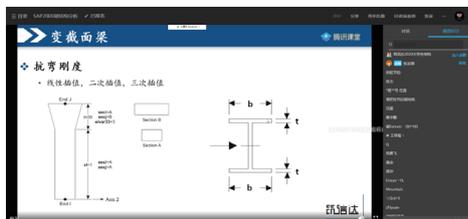
SAP2000 已广泛应用于工业与民用建筑、市政工程、道路与桥梁工程、水利水电及岩土工程等各个领域。



恰逢全国大学生结构设计竞赛开展之际，筑信达推出了 SAP2000 系列课程，本次课程结合了土木专业本科生的材料力学和结构力学课程，以深入浅出的方式介绍了 SAP2000 软件在梁、拱、桁架、框架以及索结构中的常见应用，软件实际使用过程中常见的问题，通过实际操作案例帮助学生及工程师提高软件的操作技能和使用技巧，实现用户在短时间内正确、熟练的操作 SAP2000 软件。本次 SAP2000 系列课程采取了线上直播并辅导答疑的方式，课后提供相关软件资料及课程回放。



目前为期四个月的课程已结束，学生及工程师们报名很积极，总报名人数已达到 400 余人。课堂上内容丰富，涵盖了概念讲解、案例演示、软件实操等多方面内容，学生及工程师们积极互动，踊跃提问，达到了预期效果，课后来电咨询技术问题，部分同学因学校考试等原因未能参加，课后看回放视频进行学习，网络课堂及 B 站观看量达到 2000 余次，通过对本次系列课程的学习，达到了培养学生的抽象能力、逻辑思维能力和分析解决一些简单的实际工程问题的能力的目的。



视频观看链接：[https://www.bilibili.com/video/BV12a4y177iQ?spm\\_id\\_from=333.999.0.0](https://www.bilibili.com/video/BV12a4y177iQ?spm_id_from=333.999.0.0)

供稿：王晋京

## 建党百年献礼 PLAXIS 岩土工程数值分析技术交流会（天津站） 及基坑专题培训班活动报道

2021 年 7 月 21 日，是中国共产党建党 100 周年。

值此佳节，筑信达联合 BENTLEY 向党的百岁生日献上我们的祝福。我们于 7 月 6 号在天津举办了 PLAXIS 岩土工程数值分析技术交流会（天津站）及基坑专题培训班。

我们很荣幸邀请到了天津大学土木工程系副主任程雪松教授、北京市建筑设计研究院有限公司地基基础与地下工程研究所李伟强所长两位专家做了分享报告。现场座无虚席，大家高涨的热情让我们感受到了大家对于知识的渴求。



首先，筑信达销售总监蔡安经理代表筑信达公司对参与此次培训的各位领导及工程师表达了谢意，并介绍了筑信达在 PLAXIS 软件投入和未来定位。我们将秉持服务客户的理念，为 PLAXIS 软件在国内的工程应用提供更有力的技术支持。

Bentley 高级技术工程师刘志祥博士向大家介绍了 BENTLEY 岩土工程数字化解决方案。BENTLEY 将建立“规划 - 设计 - 分析 - 施工 - 运营”岩土工程地下数字孪生 workflow。流程化的解决方案，将为岩土工程数字模型实现增值。

程老师的报告题目是深基坑开挖引起隧道变形的 PLAXIS 模拟及注浆主动控制研究。介绍基坑工程施工对于地铁盾构隧道的影响的控制措施，并将 PLAXIS 数值模拟与现场试验相结合，控制工程变形风险。

李伟强所长为各位工程师介绍了 PLAXIS 在桩基工程中的应用。现场为大家介绍了中国尊、大兴国际机场等多个项目的数值模拟及桩基方案优化。并向大家分享了多年软件应用心得。

下午，筑信达技术工程师郭晓通针对基坑专题做了深入的操作培训。涉及到了土层建模要点、HS 和 HSS 本构介绍、网格优化、后处理提取等多个备受关注的专题。现场交流也是火爆至极，各种工程师关心的操作问题都得到了——解答。

一天的时间很短暂，最后结束的时候大家都是意犹未尽的感觉。会后仍有很多工程师通过电话、微信、QQ 等方式联系我们。

感谢各位领导和工程师对于筑信达技术服务的认可与支持，未来的路任重道远，我们也会不辜负大家的期待，砥砺前行！也希望更多的单位支持我们的工作，让我们做的更好！



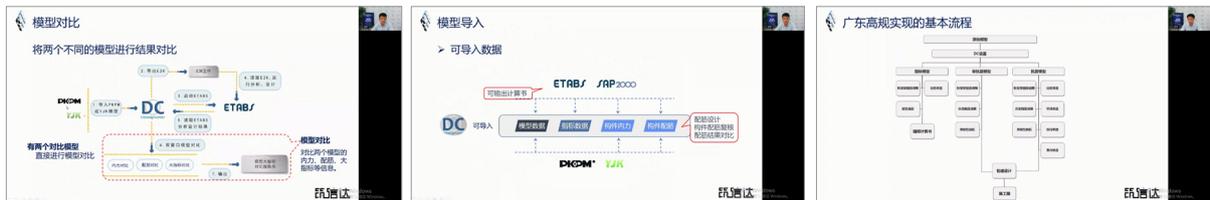


## 筑信达结构设计软件 CiSDesignCenter V1.3 新版发布会活动报道

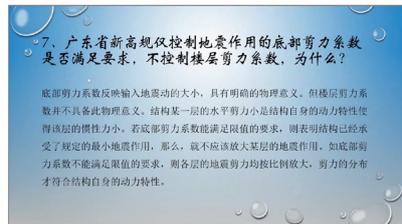
7月27日，CiSDesignCenter v1.3隆重发布！新版 CiSDC 改进了很多功能，并且实现了新版的广东高规，此次发布会也有幸邀请到了华南理工大学建筑设计研究院总工程师——方小丹大师进行广东高规的相关介绍。

发布会主要包括三个议程。首先由筑信达总工程师芮继东展示了 CiSDC 的亮点功能。新版 CiSDC 在模型转换方面有了较大的改进，如梁柱刚域的设置、埋设梁的自动布置，并且新增了大家非常关注的多塔模型转换功能。在构件设计部分也有了一定的加强，荷载组合均由 CiSDC 自身完成，并支持输出指定组合、指定测站的构件设计细节。

接着由筑信达技术部吴总监详细介绍了广东高规与国标的异同之处，以及广东高规如何在 CiSDC 中实现。由于广东高规中，指标统计、构件设计以及性能校核时构件刚度调整有所不同，因此在 CiSDC 中会生成指标模型、非抗震模型和抗震模型，分别用于统计指标和设计构件，以保证结果的准确性。



最后，特邀嘉宾方小丹大师对于大家关心的一些热点问题进行了解答。如广东高规中反应谱与各国反应谱的对比分析、剪重比的控制等等。在交流讨论环节，场面非常热烈，工程师们都很关注广东新高规的改进内容，同时也非常期待助力行业发展的 CiSDC 新版的正式推出！



视频观看链接：[https://www.bilibili.com/video/BV1FU4y1J7Nh?spm\\_id\\_from=333.999.0.0](https://www.bilibili.com/video/BV1FU4y1J7Nh?spm_id_from=333.999.0.0)

供稿：刘慧璇

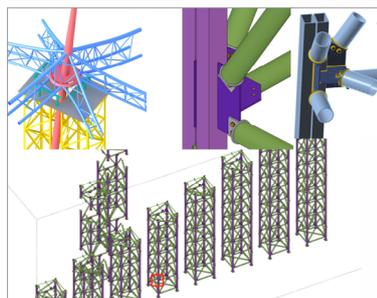
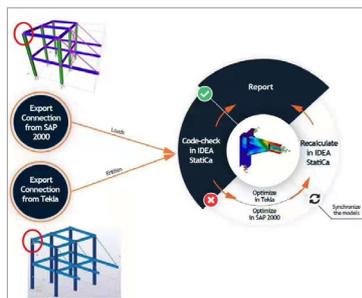
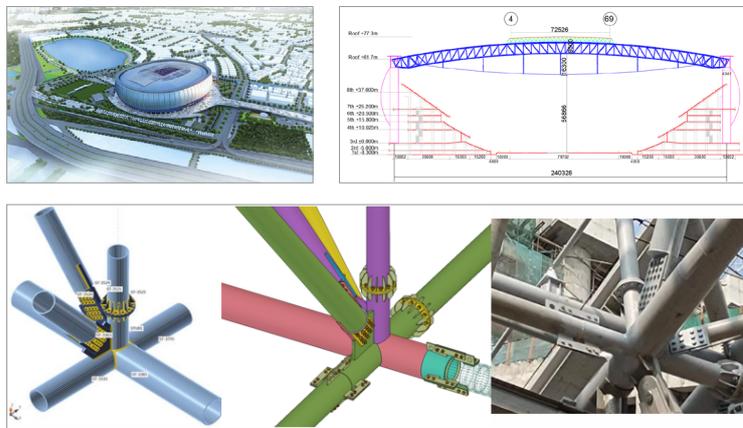


## 达人坛 特邀讲座 精工钢构的钢节点设计 workflows 及 IDEA 的项目应用介绍

2021年8月18日举办了达人坛讲座“精工钢构的钢节点设计 workflows 及 IDEA 的项目应用介绍”，特别邀请精工钢构结构工程师吴笑，基于多年从事国内外钢结构设计和施工经验，结合精工钢构公司在钢结构节点设计深化流程，介绍 IDEA 软件功能及在钢结构设计和施工中的应用。

在实际项目应用经验介绍中，提到 IDEA 在钢节点设计和施工中有很多方便性，如何快速对已给出的明确节点进行承载力校核，或在初步设计阶段确定节点连接形式，对承担循环荷载构件，可进行疲劳分析。对施工分段运输现场需保证连接节点刚度计算应用，以及钢节点施工详图应用、投标方案钢节点成本预估等。

另外通过精工钢构实际项目应用，介绍了 IDEA 在其实际工程的工作流中的应用和效果，通过演示现有钢节点设计流程 SAP2000+TEKLA+IDEA，对比传统节点设计流程（所用软件 Excel、ABAQUS、SAP2000、TEKLA），总结了相比之前 workflows 极大提高效率和方便性。在其介绍的几个项目中，80% 的钢节点使用 IDEA，节约工期且优化了公司内部交流程序。



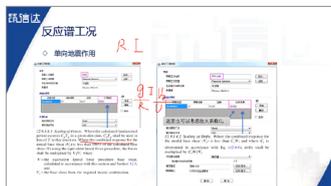
本次讲座参会人员涉及国内内地、港澳及海外近百人参加，大家对行业领先的精工钢构公司所涉及的项目应用介绍及钢节点设计 workflows 高度认可并现场交流经验。至此本次达人坛讲座圆满完成。

视频观看链接：[https://www.bilibili.com/video/BV1zh411W7Su?spm\\_id\\_from=333.999.0.0](https://www.bilibili.com/video/BV1zh411W7Su?spm_id_from=333.999.0.0)



## 筑信达美标结构设计实战培训营（2021年） 活动报道

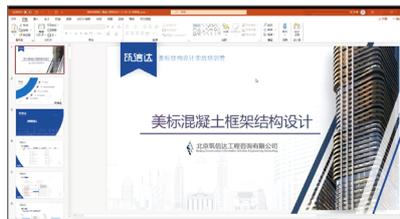
随着“一带一路”政策走深走实，走向海外的国内企业越来越多，让大家对 ETABS、SAP2000 等软件欧美规范应用的培训需求越来越强。在疫情时发的特殊时期，越来越多的用户更加接受线上的互动，筑信达组织过多次兼具专业性和互动性的线上培训活动，具备丰富的经验。经过细致的策划与准备，9月9日 - 9月11日的美标结构设计线上培训营应运而生。



相比以往的培训，本次培训营活动更加注重于案例的实操演示，对混凝土框架和钢框架的建模、荷载施加、混凝土/钢框架设计、楼板设计、基础设计做了详细、务实的实例演示，受到学员的一致好评。

为保证线上培训的效果，课程每章节都设置了随堂考环节，考察学员们对重要知识点的掌握情况，及时巩固相关内容。课堂答疑环节，学员们提问踊跃，很多问题都是由实际项目出发，问题的专业性很强，很多学员从这些问题中学到很多。

培训结束后，大家利用下班和周末时间，积极完成培训后的大作业，讲师们仔细检查大家提交的作业模型和报告，认真汇总发现的问题。在大作业点评课上，集中针对常见错误、注意事项、设置流程等再次进行了点评和答疑。最终，为所有完成培训营全过程的学员颁发了美标培训证书，同时结合学员随堂考和大作业的综合成绩，评选出3位优秀学员，并颁发了优秀学员证书。

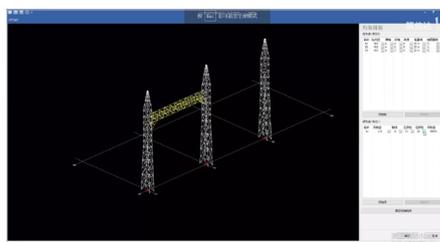
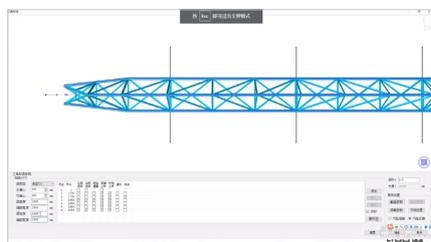
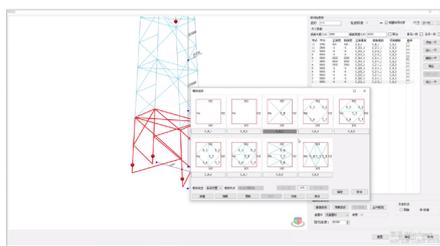


供稿：吴文博



## 筑信达变电站构架设计软件 线上培训系列课程（结构专业）

变电站构架设计软件 CiSGTCAD 软件自 2016 年发布，历经多个版本的更新，最新版本是 V2.0.1 版本。在版本的更迭中，软件的操作模式、界面、功能等均有较多的调整。软件的用户逐年增多，在使用软件的过程中遇到各种问题，也有很多客户提出软件培训的需求，依托变电站构架设计软件的新版本的发布，以及当前用户使用 GTCAD 软件遇到的问题，筑信达组织了变电站构架设计软件的系列课堂。



变电站构架设计软件系列课堂根据变电站级别和软件使用功能，设计了 6 次课程，包括：1) 35~110kV 变电站构架建模与分析设计；2) 220kV 变电站构架建模与分析设计；3) 结构设计及钢结构优化设计；4) 施工图编辑与三维信息模型；5) 特殊构架建模；6) 500kV 及以上级别变电站构架建模。涵盖了所有构件类型的建模、分析与设计、施工图绘制与编辑、三维信息模型的全过程。以周的为单位，每周介绍一次内容，内容深度逐次递进，满足不同需求的用户。详实的内容讲解，让用户对软件的操作和使用原理有直观的认识，对使用 GTCAD 软件有极大的推动。

课程参与人次累计 300 人次，课程后期的讨论热烈，参与人数多。课程结束后，课程视频放在网络上供用户回看，形成系统视频资料，便于用户学习浏览。

视频观看链接：[https://www.bilibili.com/video/BV1Vq4y1D7JY?spm\\_id\\_from=333.999.0.0](https://www.bilibili.com/video/BV1Vq4y1D7JY?spm_id_from=333.999.0.0)

供稿：孙雪艳

# 征稿启事



如果你使用过我们的产品  
如果你喜爱工程分析

或许你正困惑其中  
或许你已成果丰硕

欢迎来这里发声!

这里  
可以提问  
也可以“炫技”

可以严肃  
也可以顽皮

题材不限  
风格不拘

只要与它们相关  
SAP2000、ETABS、SAFE、  
Perform3D、CSiBridge、PLAXIS  
.....

请速速

筑信达《技术通讯》是面向广大土木工程  
师的技术刊物，内容覆盖筑信达全线产  
品（CSI结构/桥梁产品、PLAXIS岩土产品  
、筑信达自主开发产品）的最新动态、技  
术知识。旨在帮助工程师们更好地将软件  
产品应用于工程实践，同时也为工程师们  
切磋数值分析技术、分享工程应用经验提供  
平台!

欢迎广大工程师踊跃投稿!

稿件一经采纳，作者将有机会获赠：

- 技术专著
- 产品单机版免费限时使用权
- 高级培训免费名额

## 投稿请寄

[support@cisec.cn](mailto:support@cisec.cn)

(请注明“技术通讯”投稿)

## 期待与你的相识!

你是我的菜



**CsIBRIDGE**

**SAP2000**

**ETABS**

**SAFE**

**PERFORM3D**

**CiSDesigner**

**CiSGTCAD**

**CiSModelCenter**

**CiSOpenSteel**

**CiSDesignCenter**

**PLAXIS**

**IDEA**

**DEEP  
EX**



在线支持  
[support.cisec.cn](http://support.cisec.cn)



网络课堂  
[www.cisec.cn](http://www.cisec.cn)



知识库  
[wiki.cisec.cn](http://wiki.cisec.cn)



视频教程  
[i.youku.com/bjcisec](http://i.youku.com/bjcisec)