

Powered by **SAPFIRE**

SAP2000[®] v25

STRUCTURAL ANALYSIS AND DESIGN



- CSiBridge 在某高速铁路斜拉桥分析中的应用
- ETABS 常见警告及对策
- SAP2000 和 IDEA 钢结构防火设计
- ETABS API 入门
- 工程案例解析



主办：北京筑信达工程咨询有限公司

主编：李立

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

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

— 专题文章 —



CSiBridge 在某高速铁路斜拉桥分析中的应用	1
ETABS 常见警告及对策	9
SAP2000 和 IDEA 钢结构防火设计	14
ETABS API 入门	19

— 工程应用常见问题案例解析 —

创建分析模型耗时较长 (一)	26
创建分析模型耗时较长 (二)	28
弹性模型计算时间过长	30
重力荷载下梁弯矩异常	33
屋面水平撑杆应力异常	36
AISC 360 与 Eurocode 3 校核应力比相差过大	38
集中力矩与负质量问题	40
复杂钢管节点的几何建模	42
罐体 - 群桩模型沉降分析不收敛	44
围堰支护分析中的结构内力不合理	47
真空预压联合堆载预压法软基处理的分析问题	49
地铁车站基坑开挖中的荷载进程失败	51

新版发布 54

活动报道 58





CSiBridge 在某高速铁路斜拉桥分析中的应用

司万胜¹ 吕良²

(1. 中铁第一勘察设计院集团有限公司; 2. 北京筑信达工程咨询有限公司武汉技术中心)

本文以广西壮族自治区新建南宁至玉林高速铁路郁江百合特大桥为工程背景, 介绍 CSiBridge 桥梁设计软件在高速铁路无砟轨道斜拉桥结构分析中的应用, 展示 CSiBridge 进行桥梁结构分析的便捷和友好性能。

1 工程概述

郁江百合特大桥主桥为设计时速 350 公里无砟轨道高速铁路专用桥梁, 桥跨布置为 (36+40+64+330+64+40+36) m 双塔双索面钢-混凝土混合梁斜拉桥, 该桥为国内在建同类型桥梁最大跨度。主梁为两侧边跨预应力混凝土箱形梁+主跨正交异性钢桥面钢箱梁, 混凝土梁及钢-混结合段采用支架现浇, 钢箱梁工厂预制现场焊接拼装。桥梁主跨已于 2022 年 9 月顺利合龙, 大桥鸟瞰图如下图 1 所示:



图-1 郁江百合特大桥

1.1 主要技术标准

- (1) 铁路等级: 高速铁路
- (2) 设计时速: 350km/h
- (3) 轨道结构: 双块式无砟轨道
- (4) 线路间距: 直线、线间距 5.0m
- (5) 列车荷载: ZK 荷载

1.2 桥式布置及结构体系

主桥为 (36+40+64+330+64+40+36) m 双塔双索面钢-混凝土混合梁斜拉桥, 主桥全长 612m, 结构采用塔墩固结、塔梁分离的支承体系, 墩顶设置横向阻尼器共 20 套, 桥塔设置横向阻尼器共 8 套。主桥立面布置如下图 2 所示:

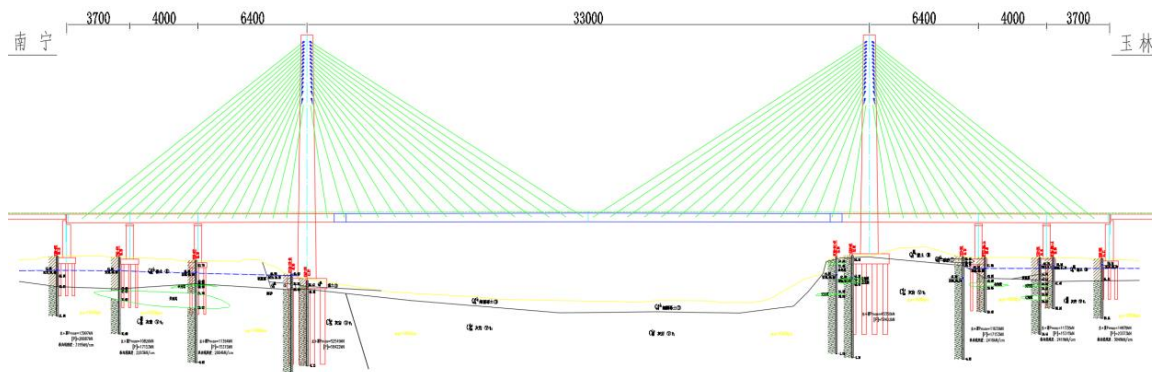


图-2 郁江百合特大桥主桥立面布置 (cm)





2 结构布置与有限元模型

CSiBridge 中有多种方式建立桥梁有限元模型，可以采用程序内置的桥对象基于参数化的方式建立，也可采用高级菜单中的绘制命令手动建立。一般来说简单桥梁采用桥对象参数建立模型较为方便，复杂桥梁可以采用高级菜单中提供的建模工具建模，对于大多数桥梁也可采用桥对象和高级菜单组合的方法建立模型。

郁江百合大桥结构较为特殊，该模型通过高级菜单中的命令采用手动建立。该模型主要采用框架单元模拟，其中主梁、桥塔、桥墩和基桩均采用框架单元模拟，斜拉索采用索单元模拟，形成全桥空间有限元模型，如图 3 所示：

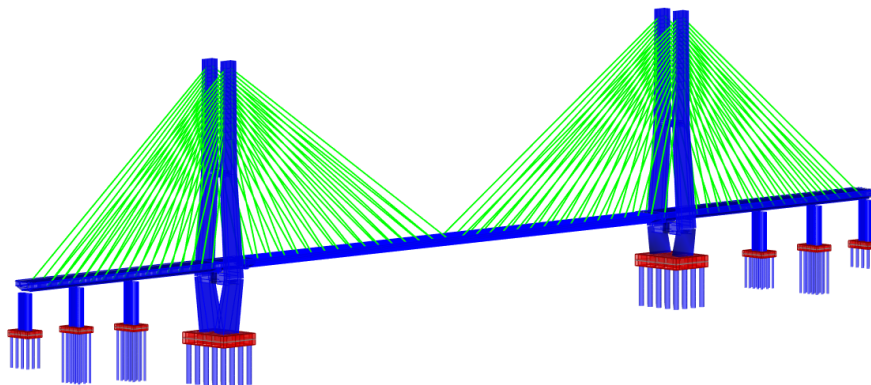


图 3 全桥空间模型

2.1 主梁

2.1.1 混凝土主梁

主梁混凝土强度等级为 C60，纵横向预应力钢束抗拉强度标准值为 1860Mpa。主梁全长 157m，单箱三室等高布置，其中伸入主跨部分 16m，截面有效高度 5.0m，桥面宽 15.2m，箱底宽 6.0m；顶板厚 40cm，底板厚 40cm，边腹板厚 130cm，中腹板厚 50cm、70cm；各墩塔位置均设置横梁，厚度 250cm；索梁锚固位置设置锚梁，锚梁高度 280cm，厚度 50cm。箱梁边腹板外侧设置风嘴。箱梁结构断面及桥面布置如图 4~5 所示：

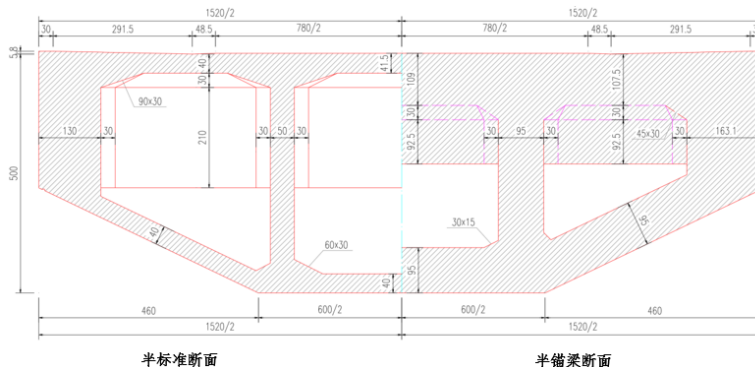


图 4 混凝土箱梁结构断面

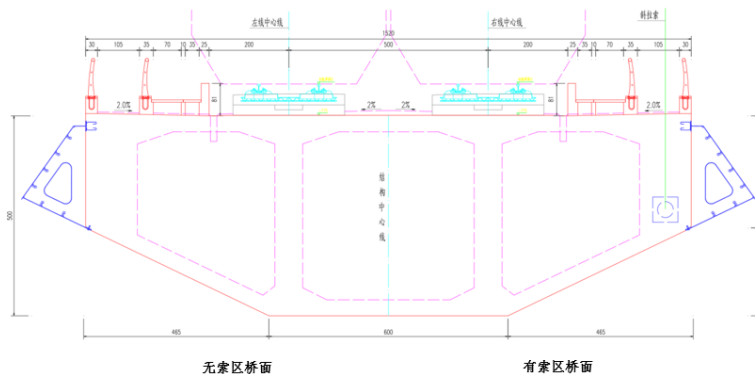


图 5 混凝土箱梁桥面布置





在 CSiBridge 中主梁可基于模板采用参数化方式建立，对于常规的混凝土箱梁截面和组合梁截面，参数化的方式建模效率较高。对于复杂的截面，则可通过 SD 截面设计器来定义。SD 截面设计器支持 DXF 文件的导入，可以定义任何形式及材料的复杂截面。该混凝土主梁形式较为复杂，无法通过主梁模板实现参数化定义，这里采用的是 SD 截面设计器定义，标准混凝土主梁的定义如图 6 所示。

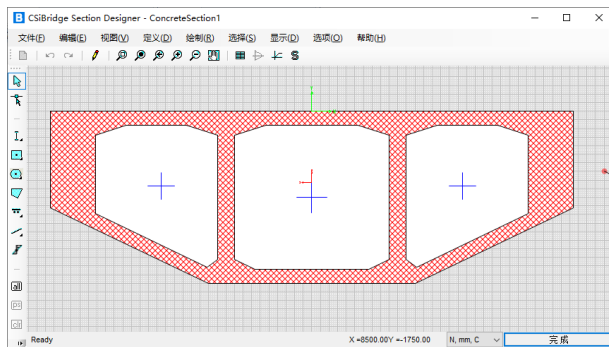


图 6 SD 截面设计器—混凝土箱梁定义

2.1.2 钢箱主梁

该桥主跨钢箱梁为正交异性钢桥面，全长 284m，共分成 28 个 10m 长标准吊装段和 1 个 4m 长合龙段，最大吊装梁段重 172.2t。钢箱梁单箱三室等高布置，有效截面高度 4.75m，为保证正交异性钢桥面与双块式无砟轨道良好结合，钢梁顶板顶增设有有效厚度 25cm 的混凝土构造层。钢箱顶板分区厚度 23mm 和 19mm、底板分区厚度 20mm 和 16mm、边腹板厚度 30mm、中腹板分区厚度 24mm 和 20mm；截面顶底板主加劲肋采用 U 形，腹板加劲肋采用板式，U 肋厚 8mm，板肋厚 16mm。钢箱梁结构断面及桥面布置如下图 7~8 所示：

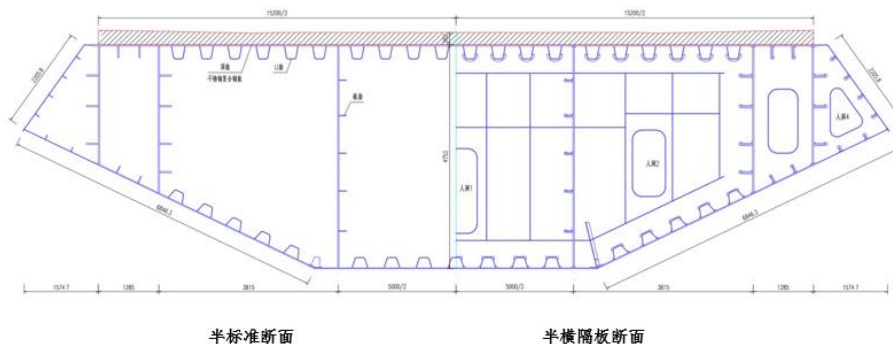


图 7 钢箱梁结构断面

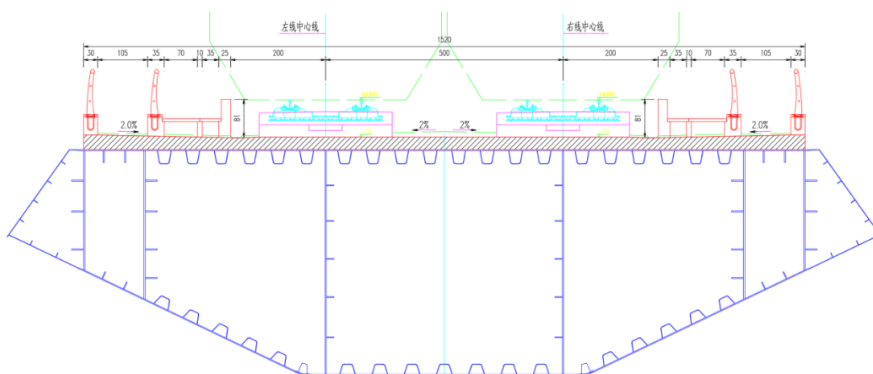


图 8 钢箱梁桥面布置

在 CSiBridge 中钢箱梁截面一般采用 SD 截面设计器定义，其定义方式与混凝土箱梁桥的定义方式类似，均采用导入 DXF 文件的方式定义，截面设计器中钢箱梁的定义如图 9 所示。

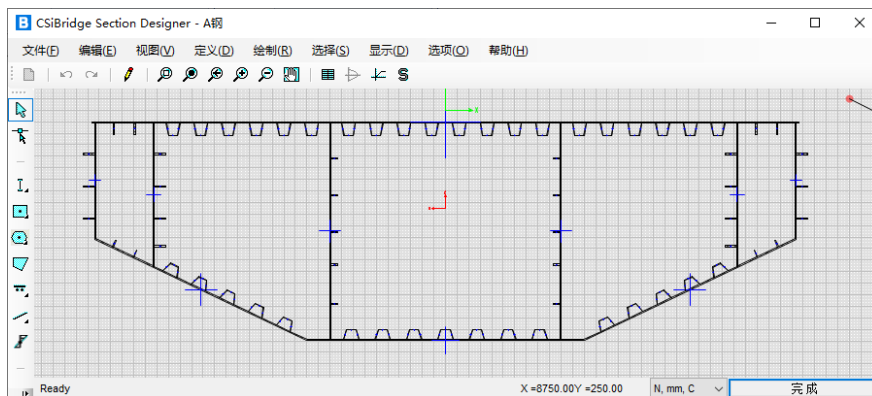


图9 SD截面设计器—钢箱梁截面定义

2.1.3 钢-混结合段

钢-混结合段全长10m，包含3m钢-混结合区、3m钢-混过渡区及4m刚度过渡区。结合区与过渡区设置纵横向预应力体系，边跨混凝土主梁纵向预应力伸过钢-混接合面锚固于钢-混过渡区端面；钢-混结合区与过渡区项底板设置横向预应力体系。钢-混结合段全长范围内顶底板设置剪力键与主梁顶底板混凝土及钢箱梁顶板混凝土构造层结合，同时贯通钢箱梁横向腹板间开孔设置PBL键增强钢混连接，加强钢-混结合段整体性。钢-混结合段立剖面布置如图10所示：

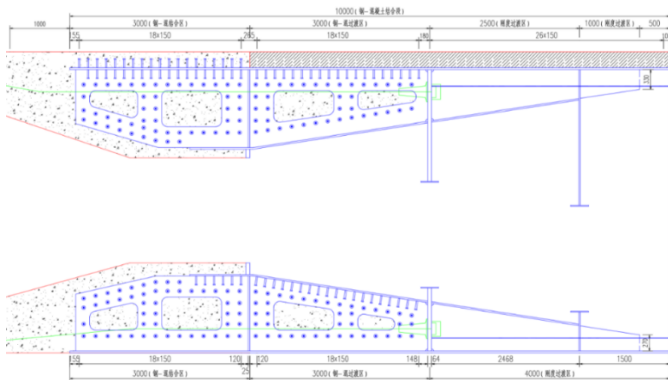


图10 钢-混结合段立剖面布置

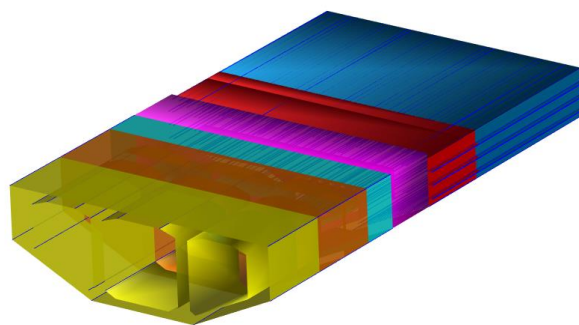


图11 变截面模拟钢-混结合段

钢-混结合段范围内，主梁截面属性是一直变化的，在建模时，可以将其视为变截面处理，如图11所示。在CSiBridge中首先通过SD截面设计器定义各个控制截面，中间截面属性通过两端截面属性内插获得，变截面定义如图12所示。程序中有多种内插方式确定变截面属性，具体细节可以参考知识库文章“[变截面高墩的正确模拟方式](#)”。

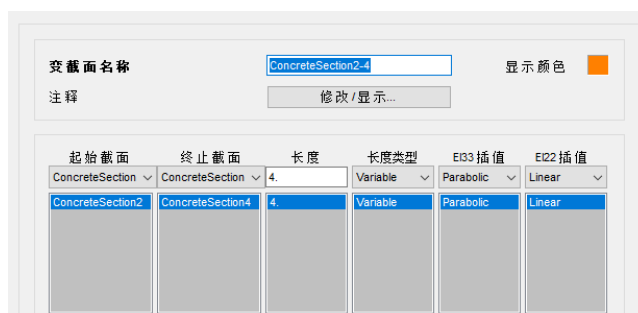


图12 钢-混结合段变截面定义

2.2 桥塔

桥塔为钻石型钢筋混凝土结构，塔柱及横梁为空心矩形截面，桥面塔高105m。塔柱内索塔锚固处预埋钢锚箱，塔柱壁厚四周设置环向预应力钢束，桥塔横向及纵向布置如图13所示。该桥塔采用框架单元模拟，截面同样采用SD截面设计器定义，变截面的处理方式与钢-混结合段类似，桥墩模型如图14所示。

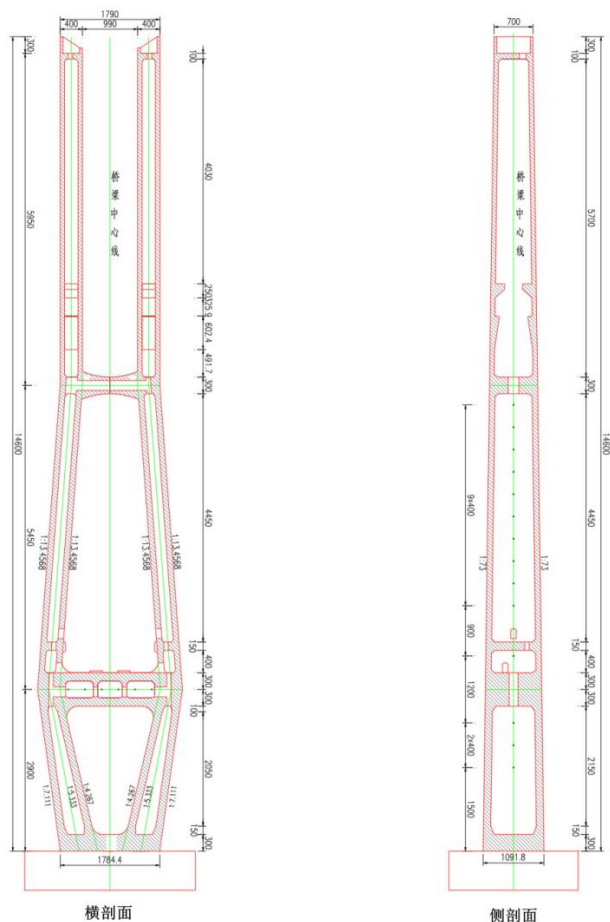


图 13 塔柱立剖面

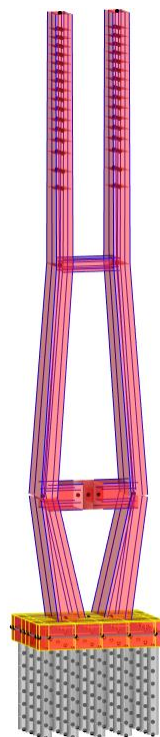


图 14 塔柱模型三维模型图

2.3 斜拉索

斜拉索按扇形平面布置，全桥共 64 对。边跨索间距 8m，主跨索间距 10m。斜拉索采用直径 7mm 高强镀锌钢丝，钢丝抗拉强度 1670MPa，其材料满足《斜拉桥用热挤聚乙烯高强钢丝拉索》(GB / T 18365—2018) 要求的各项性能指标。

CSiBridge 中可采用悬链线单元 (Cable) 或直框架来模拟索，采用悬链线单元模拟索时，程序会自动考虑索的 P-Delta 和大位移效应，大多数条件下尤其是结构比较柔时，悬链单元模拟索会更加适合。本模型中斜拉索采用悬链线单元模拟。

2.4 桥墩基础

边墩及辅助墩截面形式为圆端形，纵横向结构尺寸分别为 4.2m 和 8.2m。

桥塔桩基础共设置 20 根 $\varnothing 280$ 基桩，矩形布置；边墩桩基础 12 根 $\varnothing 150$ 基桩；辅助墩桩基础 15 根 $\varnothing 125$ 基桩。

模型中墩柱及桩基均采用框架单元模拟，承台采用壳单元模拟，模型如图 14 所示。

3 结构分析及主要指标

大跨度斜拉桥结构分析大体可分为整体分析及局部分析。局部分析视桥梁结构受力条件和构造特点而定；整体分析内容较多，主要有施工阶段分析、运营阶段分析、抗震分析、抗风分析及稳定性分析，高速铁路大跨斜拉桥尚应进行车桥耦合分析，本案例重点介绍施工阶段分析及运营阶段分析。

3.1 施工阶段分析

为减小混凝土收缩徐变效应及预应力钢绞线损失，边跨混凝土箱梁采用支架分段现浇施工，为保证钢-混结合段施工质量，钢-混结合段亦在支架上安装，待钢-混结合段满足要求后安装 C01、C02 号拉索，后续依次吊装焊接 01 段钢箱、安装 C03 拉索，直至吊装焊接 14 段钢箱、安装 C16 拉索达到最大悬臂状态，选择合适的温度合龙后进行二次调索并施工桥面系及轨道结构达到初期成桥状态。

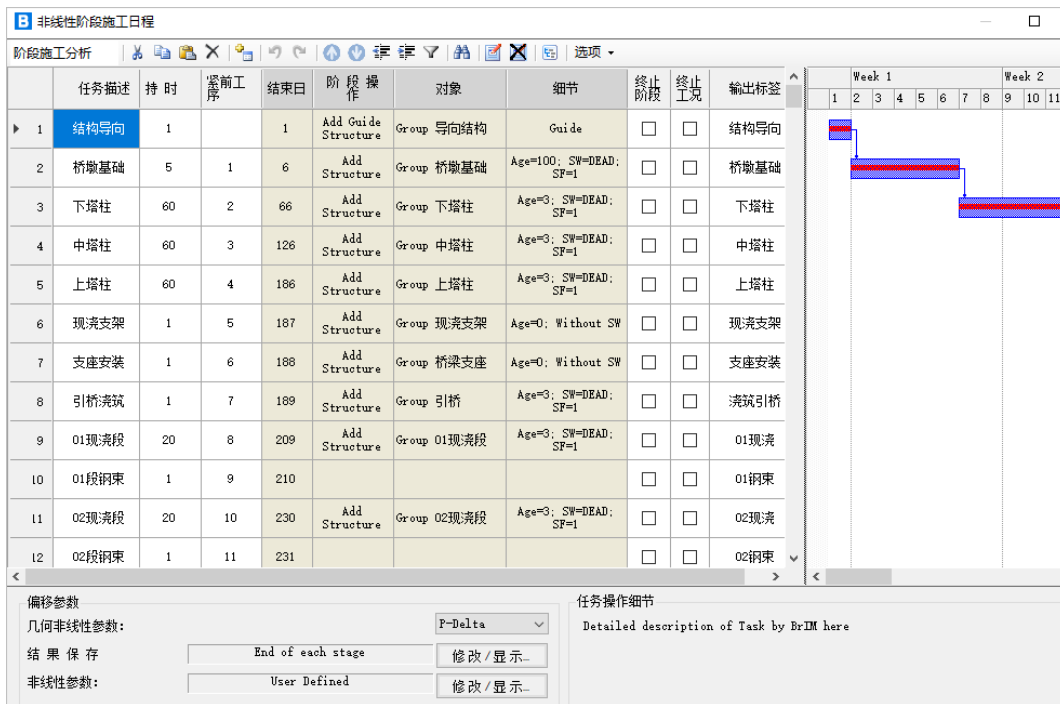


图 15 阶段施工进度表

该模型施工步骤较为复杂，在 CsiBridge 中可采用施工进度计划横道图编制，如图 15 所示。该图可直观地显示出各个施工阶段状况的逻辑关系，简单直观，方便检查。另外在施工阶段分析中需要考虑拉索非线性及 P-Δ几何非线性，保证计算结果的准确性。分析完成后可通过图形、表格、隔离体图等方式来查看结果。施工阶段分析所得初期成桥状态塔、梁弯矩如图 16 和表 1 所示：

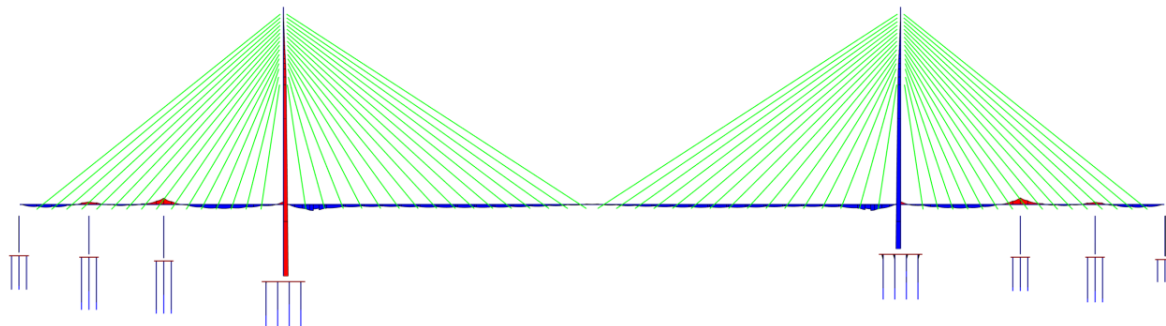


图 16 初期成桥塔梁弯矩图

表 1 初期成桥主要控制弯矩

项目	混凝土梁负弯矩	混凝土梁正弯矩	结合面弯矩	主跨跨中弯矩	塔底弯矩
弯矩 (kN·m)	-48892	30693	46205	-1883	36093

3.2 运营阶段分析

运营阶段分析则考虑施工后三年塔梁混凝土收缩徐变效应、结构自重、二期恒载、ZK 列车荷载及温度作用，温度作用主要考虑混凝土整体升温 20℃，钢梁升温 25℃，拉索升温 35℃等。在 CsiBridge 中可以采用接续分析，即继承施工阶段工况后的刚度做运营阶段分析。以工况“均匀升温”为例，如图 5-3 所示，其继承了“阶段施工分析-1”后的结构的刚度矩阵，考虑了成桥后的状态下桥梁承受荷载的效应。其他工况也可做类似处理，这里不再赘述。



图 17 均匀升温工况定义

限于篇幅，案例重点分析上述 5 种工况不利组合下塔梁弯矩、拉索索力和主跨梁竖向位移情况，分别如下图 18~20 和表 2 所示：

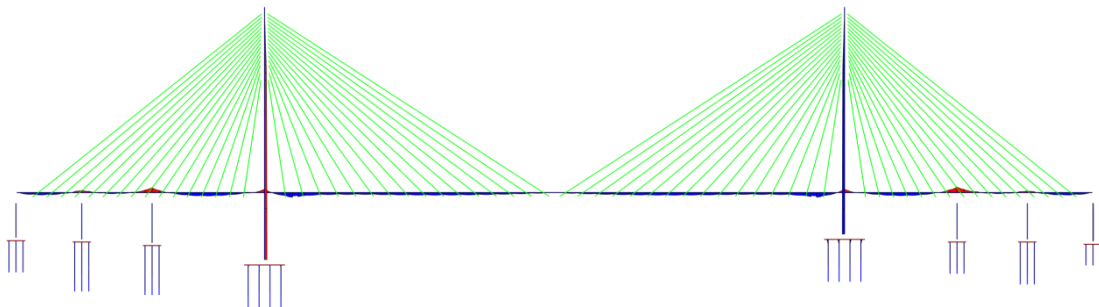
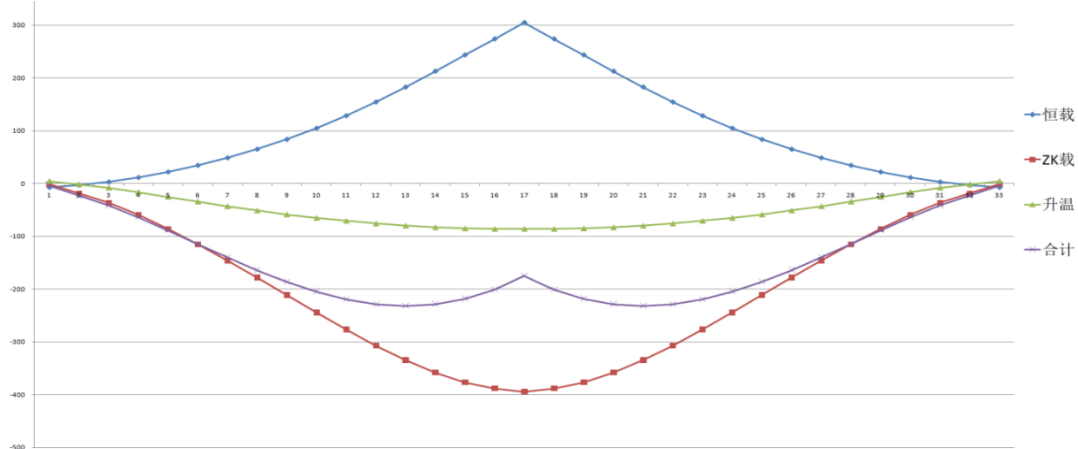


图 18 最终成桥塔梁弯矩图

表 2 最终成桥主要控制弯矩

项目	混凝土梁负弯矩	混凝土梁正弯矩	结合面弯矩	主跨跨中弯矩	塔底弯矩
弯矩 (kN · m)	-47066	31387	43057	133	22433



注：恒载=收缩徐变效应+结构自重+二期恒载

图 19 最终成桥主跨位移图

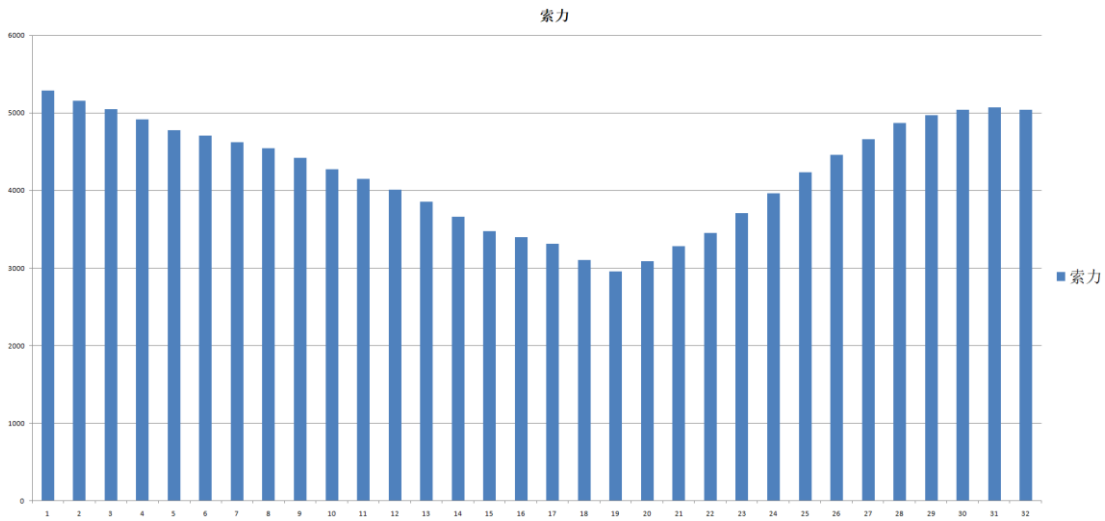


图 20 成桥不利工况索力图

从图 19 可见，恒载作用下主跨梁最大竖向位移 305mm（上拱）；ZK 活载作用下主跨梁最大竖向位移-394mm（下挠），主跨梁竖向挠跨比为 1/838；温度作用下主跨梁最大竖向位移-86mm（下挠）；最不利工况组合作用下主跨梁最大竖向位移-228mm（下挠），拟合挠曲线等效半径 59704m，大于《铁路工程沉降变形观测与评估技术规程》（Q/CR 9230—2016） $R_{sh} \geq 0.4V_{sj}^2=49000m$ 的最低要求。

4 结束语

本案例重点介绍了该斜拉桥在 CSiBridge 的模拟方法与分析设置，包括特殊主梁截面的处理、斜拉索模拟及其他结构单元的处理。通过定义施工进度计划横道图快速完成施工进度的编制，且能同时考虑结构、荷载和边界条件的变化及混凝土的收缩徐变效应。最后通过接续施工阶段分析完成桥梁运营阶段分析，展示了程序强大的分析功能。限于篇幅，本文仅阐述了高速铁路无砟轨道结构对大跨度桥梁刚度和线形的特殊要求。总的来说，CSiBridge 具有建模快捷、功能丰富、计算结果可靠的特点，适用于复杂桥梁的分析与设计。



ETABS 常见警告及对策

筑信达 吴文博

为得到准确的计算结果，首先需要有一个准确模型。ETABS 的模型检查功能可以帮助用户进行一些建模检查，并给出警告；在分析过程中，程序也会弹出警告提示有限元模型可能存在的一些问题。用户应重视这些警告，并进行针对性的修改。本文将分析 ETABS 模型检查、分析过程中出现的常见警告，并介绍应对方法。

1. 模型检查

用户可在分析之前，通过【分析>检查模型】命令进行模型检查，具体设置见图 1，其中建议“用于检查的长度容差”不小于“长度容差”，否则可能造成本该合并的节点提示距离太近。其他选项可依据实际情况酌情勾选。检查完成后，程序将会显示一个信息框，说明没有检查到错误，或者给出相关的警告信息，如图 2 所示。



图 1 检查模型设置



图 2 检查模型的警告信息

模型检查会给出两大类警告：第一类是针对对象连接信息的警告，这类警告一般会写成：“某楼层的***& ***太近（如图 2 中区域 1）或***& ***重叠（如图 2 中区域 2）”，其中字母代表构件类型，数字代表标签号，不同字母的含义分别是：B 代表梁；C 代表柱；F 代表楼板；W 代表墙；P 代表墙肢；如果不包含字母代表节点。同时警告还会给出相关的坐标，以供检查使用。第二类是针对楼板剖分的警告，这类警告一般会写成：“检查剖分，在某楼层的面 F***（***减少或增加）”（如图 2 中区域 3）。

现通过一些典型的案例剖析上述警告。

案例一：某模型检查后，出现图 3 中所示警告，即板（F2486）与梁（B5857）太近。

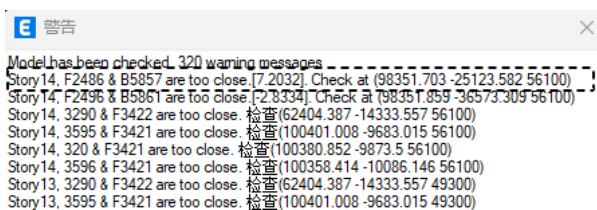


图 3 警告信息板与梁太近



依据警告提供的坐标，可定位到相关的楼板与梁，如图 4，可以看出，板 F2486 为四节点面单元，但是左侧的边与三个梁 B5877、B5857 和 B5854 相连，其中梁 B5877 和 B5854 与面的一个节点相连，程序未给出警告，但 B5857 与面的左侧边重合，但不共节点，程序给出了警告信息。处理类似的警告可通过合并框架 B5857 和 B5854 解决。

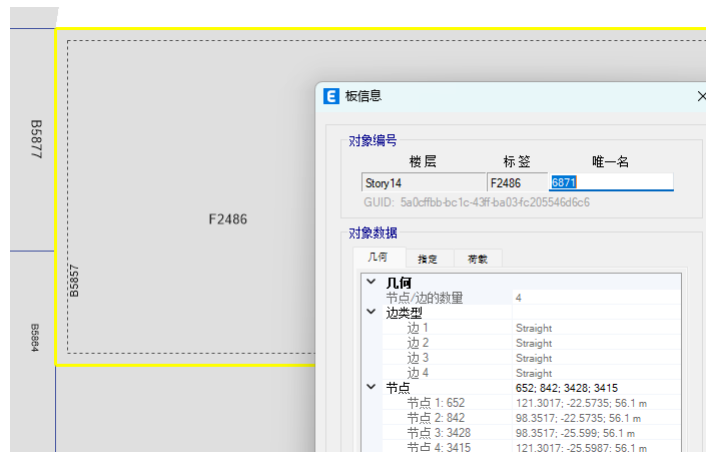


图 4 板与梁的连接关系

案例二：某模型检查后，出现图 5 中所示警告，梁 3547 与梁 4174 重叠。依据警告提供的坐标，可定位到相关的梁，如图 5，可以看出 B3547（通长的梁）与 B4174（内部的梁）重叠，将 B4174 删除即可解决。

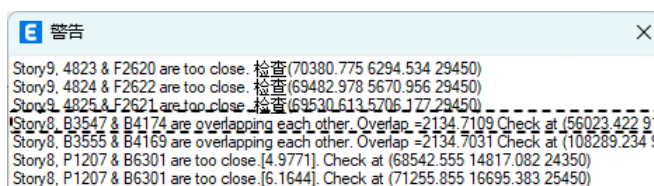


图 5 警告信息框架重叠

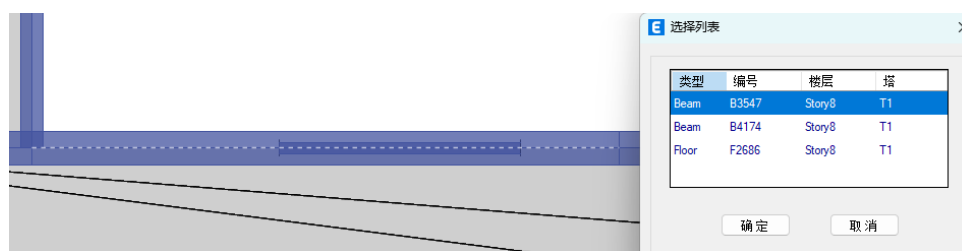


图 6 梁与梁的重叠

案例三：某模型检查后，出现图 7 中所示警告，楼板 F1335 丢失（100% Reduction）。这是由于面剖分不合理，造成分析模型中单元全部丢失或部分丢失，如图 8 所示，在右侧的分析模型中有大量楼板丢失，主要由于楼板形状畸异导致。建议用户在绘制面对象时，优先采用三角形或四边形，并且尽量避免出现面对象长宽比大于 10，角度接近 0 度，或内角大于 180 度等易造成形状畸异的情况；在剖分时，选择与单元类型和对象节点数相匹配的剖分选项。

如果警告中出现楼板增加（即***Increment），则表示楼板之间有重叠的现象，这需要用户重新绘制。

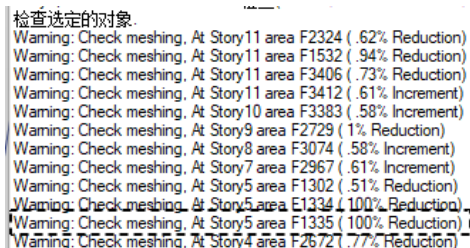


图 7 面丢失

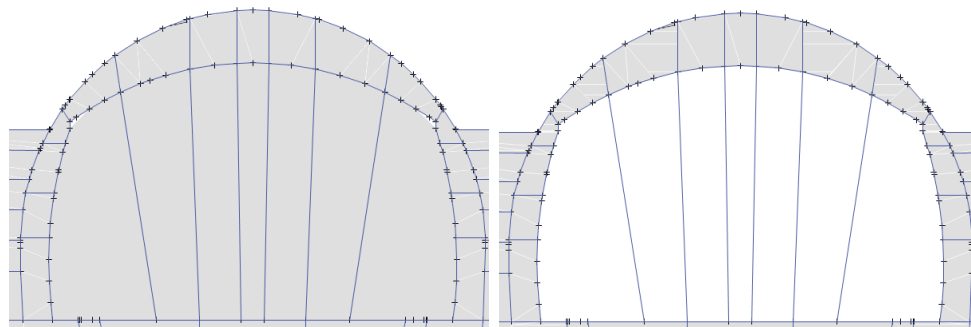


图8 楼板几何模型与分析模型对比

2. 分析警告

用户在运行分析模型时，程序会给出一些数值求解的相关警告，较为常见的警告可分为两大类：一种是结构稳定性警告、另一种是工况运行警告。

2.1 结构稳定性警告

用户可通过【分析>显示运行日志】或【分析>显示分析信息】命令查看结构稳定性警告，如图9所示。

<pre> *** WARNING *** THE STRUCTURE IS UNSTABLE OR ILL-CONDITIONED !! CHECK THE STRUCTURE CAREFULLY FOR: - INADEQUATE SUPPORT CONDITIONS, OR - ONE OR MORE INTERNAL MECHANISMS, OR - ZERO OR NEGATIVE STIFFNESS PROPERTIES, OR - EXTREMELY LARGE STIFFNESS PROPERTIES, OR - BUCKLING DUE TO P-DELTA OR GEOMETRIC NONLINEARITY, OR - A FREQUENCY SHIFT (IF ANY) ONTO A NATURAL FREQUENCY TO OBTAIN FURTHER INFORMATION: - USE THE STANDARD SOLVER, OR - RUN AN EIGEN ANALYSIS USING AUTO FREQUENCY SHIFTING (WITH ADDITIONAL MASS IF NEEDED) AND INVESTIGATE THE MODE SHAPES ----- BASIC STABILITY CHECK FOR LINEAR LOAD CASES: NUMBER OF NEGATIVE STIFFNESS EIGENVALUES SHOULD BE ZERO FOR STABILITY. (NOTE: FURTHER CHECKS SHOULD BE CONSIDERED AS DEEMED NECESSARY, SUCH AS REVIEWING EIGEN MODES FOR MECHANISMS AND RIGID-BODY MOTION) NUMBER OF NEGATIVE EIGENVALUES = 1 </pre>	<p>结构是不稳定的或者是病态的!!</p> <p>请仔细检查以下结构信息:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 不适当的支座条件 2) 一个或多个内部机构 3) 零刚度或负刚度的结构属性 4) 过大的刚度属性 5) P-delta 或几何非线性造成的屈曲 6) 频率偏移接近一个固有频率 <p>获取进一步的信息:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 使用标准求解器 2) 运行一个自动频率偏移的特征值向量模态，并研究模态形状 <p>-----</p> <p>对于线性工况的基本稳定性校核:</p> <p>对于稳定的结构，负刚度特征值必须为 0</p> <p>(注: 进一步的检查是非常必要的，例如通过检查特征值模态，寻找机构和刚体运动)</p> <p>负特征值的数量=1</p>
--	--

图9 结构稳定性警告信息截图及译文

结构稳定性警告主要是建模不当导致的，例如：使用刚度很大的刚性杆、过度释放造成的机构、构件之间未能有效连接、使用错误的单元和错误的剖分等等。一旦出现类似的警告，用户可通过【分析>SAPFire 高级选项】设置采用标准求解器进行特征值向量法的模态分析。此时程序会给出详细的警告信息，这些警告大致有两大类：“精度丢失”和“对角线小于0”，分别如图10和图11所示。

```

*** WARNING ***
NUMERICAL PROBLEMS ENCOUNTERED DURING EQUATION SOLUTION:

```

TYPE	LABEL	DOF	X-COORD	Y-COORD	Z-COORD	PROBLEM	VALUE
Joint		2 RZ	8300.000	16000.000	12000.000	Lost accuracy	15.4 digits

图10 节点精度丢失



```
*** WARNING ***
NUMERICAL PROBLEMS ENCOUNTERED DURING EQUATION SOLUTION:
```

TYPE	LABEL	DOF	X-COORD	Y-COORD	Z-COORD	PROBLEM	VALUE
Joint	~8	RY	4000.000	24000.000	12000.000	Lost accuracy	13.8 digits
Joint	~8	RZ	4000.000	24000.000	12000.000	Lost accuracy	13.8 digits
Joint	~8	RZ	4000.000	24000.000	12000.000	Diagonal < 0	-0.077637

图 11 对角线小于 0

(1) 精度丢失

ETABS 在方程求解过程采用双精度算法，提供 15（有时为 16）位有效数字。当模型中存在刚度差异巨大的构件时，为与高阶数值（对应较刚构件）进行运算，程序可能忽略某些低阶数值（对应较柔构件），这样就会造成数值精度丢失，也可参考文献 1 中 7.3 节的内容。

以下情况可能导致数值精度丢失：

1) 刚度相差很大的框架构件通过公共节点相连，特别是一些人为的“刚性杆”的使用容易造成此类问题，例如网架的支座，常常会被模拟成“刚性杆”，这类刚性杆并不是真实存在的，而是人为的假定。CSI 建议使用截面尺寸为 1m×1m 的混凝土截面来模拟刚性杆，这时杆件已有足够大的刚度，而不至于造成显著的精度丢失。

2) 出现零刚度。当检测到零刚度时，为使数值计算正常进行，程序将对该刚度赋一个小值，并给出相关警告。这常见于杆件被过度释放或膜单元被剖分，出现在这种情况下，应对模型进行修改，移除产生零刚度的根源。

3) 指定有刚性隔板的楼板与柔性构件相连接。

4) 对节点指定了多个释放，导致节点自由度孤立（没有刚度），应该予以修正。

根据精度丢失的数量大小，可以采取不同的措施：

1) 少于 6 个数值精度——对结果没有大的影响，求解足够精确。

2) 在 6 到 11 个数值精度之间——当预估的数值精度丢失大于 6 时，程序将给出警告信息。分析结果可能是可接受的，也可能是不可接受的。用户应当仔细检查结果，特别是荷载总和。

3) 大于 11 个数值精度——当预估的数值精度丢失大于 11 时，程序将给出结构病态的警告。分析结果可能不够准确(ETABS 会报告发生数值问题的位置坐标)。在这种情况下，用户需要检查并修改模型。

除节点精度丢失，程序还会给出约束精度丢失和边约束精度丢失等情况，约束精度丢失的警告类型（TYPE）为“Constr”，边约束精度丢失为“ConstrLine”。当出现类似警告时，需检查刚性隔板的指定，或尝试移除面对象的自动边约束。

(2) 对角线小于 0

当警告中出现对角线小于 0 时，用户应引起重视，这表示结构刚度矩阵非正定，刚度矩阵对角线上出现负值，结构出现负刚度，会造成某些计算结果异常。这类警告产生的原因也较多，程序也给出了负特征值的检查提示，前文已有解释。用户可采用以下方法进行模型检查。

1) 通过警告信息中的节点标签（其中带有“~”的节点标签为剖分节点，无法直接进行选择）以及位置信息确定出现问题的节点或构件，检查构件之间是否出现连接问题或者剖分问题。需要注意的是，警告通常给出的是刚度矩阵出现异常的节点信息，但有可能并不是真正出现问题的所在，还需进行后续的检查。

2) 运行特征值模态工况，并观察结构模态形状。当结构中存在内部机构、不合适的支座、零刚度或负刚度结构属性时，结构刚度通常较小，往往会出现周期较大的局部振型。可通过这些局部振型定位异常构件，并进行检查。这种方法也可能因为出现异常的构件没有质量（或无竖向质量、转动惯量），无法检测出异常构件。

3) 运行包含自重的恒载工况，并观察结构的变形形状，通过位移云图或位移数据表格定位较大的异常变形，这可检测结构出现的一些异常剖分或内部的机构等。

4) 当可能存在 P-delta 或几何非线性造成的屈曲时，例如运行预设 P-delta 工况不收敛而出现警告。可运行一个 buckling 工况，该工况中的荷载与预设 P-delta 工况相同，并观察屈曲因子和屈曲模态，观察最小的正值屈曲因子（通常屈曲因子小于 1）对应的屈曲模态，可帮助定位异常构件。



5) 检查模型中是否出现“刚性杆”，检查构件的端部释放是否合理。

以上方法可帮助用户排除大部分警告信息，但由于结构的复杂性，和用户建模的随机性，仍需要用户对警告信息进行甄别，多尝试各种方法，逐步积累使用经验。

2.2 工况运行警告

程序在运行各个工况时，可能会给出各类针对当前工况的警告。本小节整理了部分警告信息，详见表 1。

表 1 常见工况运行警告

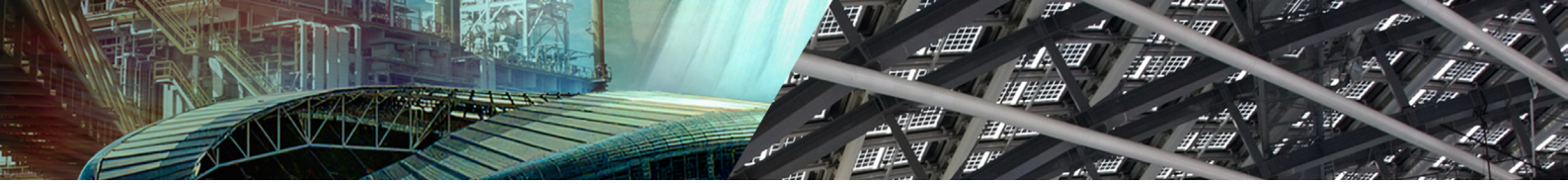
工况类型	警告信息	说明
特征值模态	Eigenvalue ** was found out of sequence	这只是警告而不是错误，通常出现于较敏感的结构，并且该周期与临近模态周期非常接近。可不做处理。
RITZ 向量法模态	NO RITZ MODES WERE FOUND	Ritz 向量法要求结构刚度矩阵正定，因此不允许出现对角线小于 0 的警告。应检查模型，排除此类警告。
RITZ 向量法模态	**LOAD IS APPLIED TO ONE OR MORE MASSLESS DEGREES OF FREEDOM	**荷载作用于无质量自由度处，可能导致程序生成错误 RITZ 向量。多种可能导致此警告出现，具体可查看 下方链接 ： 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
屈曲工况	NO BUCKLING MODES WERE FOUND	屈曲工况仅进行 40 次迭代，如果迭代无法收敛将给出该警告。通常出现于较敏感的结构，如果分析日志中没有警告信息，可适当放大收敛容差。
时程工况	NON-ZERO TIME HISTORICAL FUNCTION VALUE	线性/非线性时程工况开始于零初始条件时或非线性静力工况时，相应的时程函数值必须从零值开始。否则将出现警告，将时程函数的初始值改为 (0, 0) 即可消除该警告。
所有工况	程序一次只运行部分工况，无法运行全部工况	这通常是工况命名时，工况名过长或存在非法字符。推荐使用英文字符，且不超过 25 个字符。
所有工况	COULD NOT SOLVE ** THE PREREQUISITE CASE DID NOT COMPLETE SUCCESSFULLY	前置工况未完成，导致后续工况无法运行，例如模态工况未完成导致反应谱工况无法运行，预设 P-delta 工况未完成，导致所有线性工况无法完成。
自动风荷载工况	COULD NOT SOLVE **	请检查隔板设置是否合理，隔板宽度不可为 0（例如隔板中的所有点共线）

除以上警告信息，用户可能还会在软件安装、建模、结果显示、报告输出等情况下，遇到各类警告，用户可在下方链接中做进一步的查询。

<https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Error+codes+and+descriptions>

参考文献：

[1] Wilson E L. Static and Dynamic Analysis of Structures [M], Fourth Edition (Revised June 2010). Computers and Structures Inc., Berkeley USA, 2010.



SAP2000 和 IDEA 钢结构防火设计

筑信达 张志国

随着《建筑钢结构防火技术规范 GB 51249-2017》(以下简称“防火规范”)的颁布,钢结构防火设计受到越来越多的重视。通常情况下,钢材的受热温度在 200℃以内时,主要力学性能变化很小,钢材具有较好的耐热性。但是,当钢材的受热温度在 600℃以上时,材料强度和弹性模量迅速下降,结构承载力逐步丧失直至发生倒塌破坏。因此,钢结构防火设计可以保证结构在火灾下的安全可靠,对于防止和减少建筑钢结构的火灾危害、保护生命和财产安全极为重要。

根据防火规范第 3.2.6 条规定,钢结构防火设计可采用耐火极限法、承载力法或临界温度法。本文以承载力法为例,重点介绍钢结构构件和节点的防火设计要点及其在 SAP2000 和 IDEA 软件中的实现方法。承载力法是指在设计耐火极限时间内,火灾下钢结构构件承载力设计值不应小于其最不利的荷载(作用)组合效应值,即: $R_d \geq S_m$ 。

1 钢结构防火设计要点

采用承载力法进行钢结构防火设计的基本思路如下:

1. 根据可燃物类型选用火灾升温曲线,确定任意时刻的热烟气平均温度;
2. 根据有无保护层以及保护层的类型计算钢构件温度;
3. 根据钢构件温度计算高温下钢材的强度设计值和弹性模量;
4. 在结构分析中同时考虑钢材的热膨胀效应和刚度折减;
5. 根据钢构件温度计算高温下轴心受压构件和受弯构件的稳定系数;
6. 基于钢结构耐火承载力极限状态的最不利荷载(作用)效应组合校核钢构件的强度和稳定性。

1.1 火灾升温曲线和钢构件的温度值

常见建筑的室内火灾升温曲线可按防火规范第 6.1.1 条确定:对于以纤维类物质为主的火灾,t 时刻的热烟气平均温度 $T_g = T_{g0} + 345 \lg(8t+1)$;对于以烃类物质为主的火灾, $T_g = T_{g0} + 1080 \times (1 - 0.325e^{-t/6} - 0.675e^{-2.5t})$ 。其中, T_{g0} 为火灾前的室内环境温度,可取 20℃。

根据防火规范第 6.2.1 和 6.2.2 条规定,无防火保护的钢构件温度可按公式(6.2.1-1~6.2.1-3)计算,有防火保护的钢构件温度可按公式(6.2.2-1~6.2.2-4)计算。如下所示,利用公式(6.2.1-1~6.2.1-3)只能计算在时间步长 Δt (取值不宜大于 5s)内钢构件的温升 ΔT_s ,但无法直接计算 t 时刻的钢构件温度 T_s 。

$$\Delta T_s = \alpha \cdot \frac{1}{\rho_s c_s} \cdot \frac{F}{V} \cdot (T_g - T_s) \Delta t \quad (6.2.1-1)$$

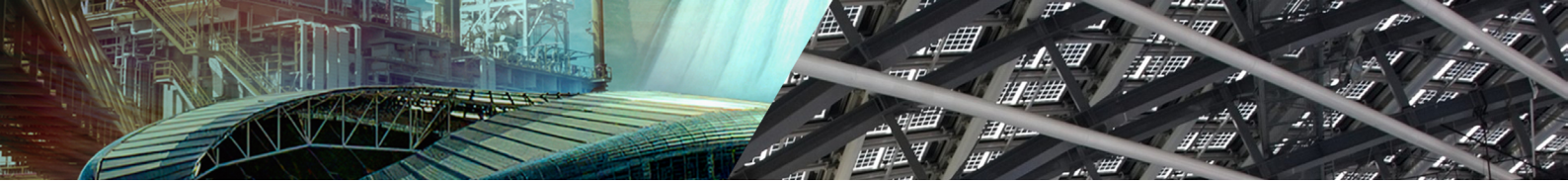
$$\alpha = \alpha_c + \alpha_r \quad (6.2.1-2)$$

$$\alpha_r = \varepsilon_r \sigma \frac{(T_g + 273)^4 - (T_s + 273)^4}{T_g - T_s} \quad (6.2.1-3)$$

以上述无防火保护的钢构件为例,钢构件温度的计算应采用迭代算法。具体如下:

1. 钢构件的初始温度取为室温,即: $T_s = T_{g0} = 20^\circ\text{C}$;
2. 根据防火规范第 6.1.1 条计算第一个时间步长 Δt 结束时刻的热烟气平均温度 T_g ;
3. T_s 和 T_g 代入公式(6.2.1-3)计算热辐射传热系数 α_r ;
4. α_r 代入公式(6.2.1-2)计算综合热传递系数 α ;
5. T_s 、 T_g 和 α 代入公式(6.2.1-1)计算钢构件在时间步长 Δt 内的温升 ΔT_s ;
6. 以 $T_s + \Delta T_s$ 作为新的钢构件初始温度 T_s ;

重复以上第 1 至 6 步,直至 n 次迭代后累计的时间步长 $n\Delta t$ 等于火灾持续时间 t,即可获取 t 时刻的钢构件温度 T_s 。



1.2 高温下钢材的强度设计值和弹性模量

高温下结构钢的强度设计值 f_T 应按下式计算:

$$f_T = \eta_{sT} f \quad (5.1.2-1)$$

$$\eta_{sT} = \begin{cases} 1.0 & 20^\circ\text{C} \leq T_s \leq 300^\circ\text{C} \\ 1.24 \times 10^{-8} T_s^3 - 2.096 \times 10^{-5} T_s^2 & 300^\circ\text{C} < T_s < 800^\circ\text{C} \\ + 9.228 \times 10^{-3} T_s - 0.2168 & 800^\circ\text{C} \leq T_s \leq 1000^\circ\text{C} \\ 0.5 - T_s/2000 & \end{cases} \quad (5.1.2-2)$$

高温下结构钢的弹性模量 E_{sT} 应按下式计算:

$$E_{sT} = \chi_{sT} E_s \quad (5.1.3-1)$$

$$\chi_{sT} = \begin{cases} \frac{7T_s - 4780}{6T_s - 4760} & 20^\circ\text{C} \leq T_s < 600^\circ\text{C} \\ \frac{1000 - T_s}{6T_s - 2800} & 600^\circ\text{C} \leq T_s \leq 1000^\circ\text{C} \end{cases} \quad (5.1.3-2)$$

以上钢材的弹性模量折减在结构分析中影响结构的变形和内力, 强度设计值折减在结构设计中影响构件的应力比。

1.3 耐火承载力极限状态的最不利荷载组合

钢结构耐火承载力极限状态的最不利荷载(作用)效应组合设计值, 应考虑火灾时结构上可能同时出现的荷载(作用), 且应按下列组合中的最不利值确定。

$$S_m = \gamma_{0T} (\gamma_G S_{Gk} + S_{Tk} + \phi_I S_{Qk}) \quad (3.2.2-1)$$

$$S_m = \gamma_{0T} (\gamma_G S_{Gk} + S_{Tk} + \phi_q S_{Qk} + \phi_w S_{wk}) \quad (3.2.2-2)$$

其中, S_{Tk} 为按火灾下结构的温度标准值计算的作用效应值。可以看出, 高温作用不仅以折减弹性模量的方式间接引起结构的内力重分布, 也会以线膨胀系数的方式直接导致结构发生变形和/或产生内力。此外, 结构重要性系数 γ_{0T} 对于耐火等级为一级的建筑, 取 1.1; 对于其他建筑, 取 1.0。

1.4 钢结构构件的耐火验算-承载力法

火灾下轴心受拉构件、轴心受压构件、单轴受弯构件、拉弯和压弯构件的强度验算, 只需将常温下钢材的强度设计值 f 替换为高温下钢材的强度设计值 f_T , 如下所示。

$$\frac{N}{A_n} \leq f_T \quad (7.1.1)$$

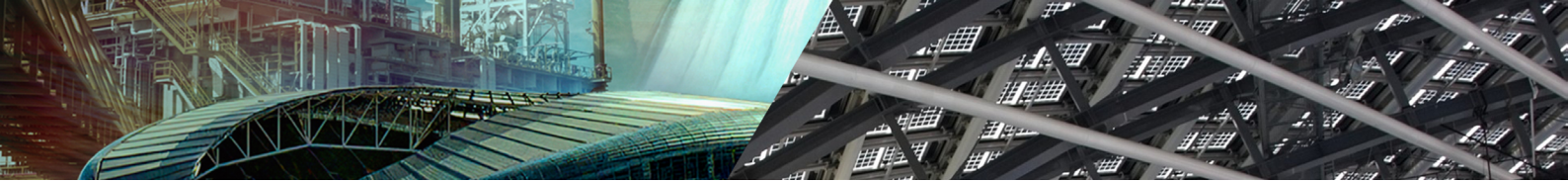
$$\frac{M}{\gamma W_n} \leq f_T \quad (7.1.3)$$

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \pm \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \leq f_T \quad (7.1.5)$$

火灾下轴心受压构件、单轴受弯构件以及压弯构件的稳定性验算, 除采用高温下钢材的强度设计值 f_T 外, 还要考虑高温下构件的稳定系数。如下所示, 以火灾下轴心受压构件的稳定性验算为例, 稳定验算系数 α_c 应根据构件长细比和构件温度按防火规范中的表 7.1.2 确定。其中, 构件温度小于等于 50°C 时, α_c 可取 1.0; 温度大于 50°C 时, 表中未规定温度时的 α_c 应按线性插值方法确定。

$$\frac{N}{\phi_T A} \leq f_T \quad (7.1.1-1)$$

$$\phi_T = \alpha_c \phi \quad (7.1.1-2)$$



2 SAP2000 钢结构构件防火设计

筑信达工具箱 CiSApps 在 SAP2000 钢结构分析和设计的基础上，以 API 插件的方式提供钢结构构件防火设计功能，如图 1 所示。该插件可以自动计算钢结构温度，自动折减钢材的弹性模量和强度设计值，自动调整钢结构设计的相关参数。

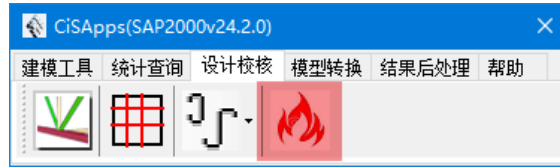


图 1 筑信达工具箱 CiSApps

先在 SAP2000 中完成常温下的钢结构分析与设计，然后才能调用上述防火插件。目前，防火规范中的设计方法为一阶方法，因此用户在【钢框架设计首选项 Chinese 2018】中应选用“Limited 1st order”方法，如图 2 所示。



图 2 钢结构防火设计采用一阶方法

在 SAP2000 中选择需要进行防火设计的杆件或对象组，输入【构件温度与本构计算】参数，如图 3 所示。



图 3 选择构件并输入计算参数

勾选【添加荷载组合】复选框并根据需要设置组合参数，该插件按防火规范第 3.2.2 条自动生成耐火承载力极限状态的最不利荷载组合。最后，点击【生成防火模型】即可创建一个新的 SAP2000 模型。防火模型与常温下的计算模型存在以下几点差异：

1. 根据构件温度自动定义荷载模式、指定温度荷载和定义温度工况；
2. 根据构件温度修改材料的弹性模量；
3. 根据构件温度在设计覆盖项中修改构件的强度设计值；
4. 根据构件温度在设计覆盖项中修改轴心受压构件和受弯构件的稳定系数 ϕ 和 ϕ_b 。

最后，针对防火模型重新运行结构分析和结构设计，即可完成钢结构构件的防火设计。

3 IDEA 钢结构节点防火设计

根据防火规范第 3.1.3 条规定，钢结构节点的防火保护应与被连接构件中防火保护要求最高者相同。IDEA 作为一款专业的钢结构节点分析与设计软件，自 v22.1 版本起已新增防火设计功能。用户在 SAP2000 中完成防火模型的结构分析后，选择目标节点导入 IDEA，完成钢结构节点的防火设计。关于 SAP2000 和 IDEA 之间 BIM 接口的更多内容，请参阅筑信达知识库文档《[钢节点导入：SAP2000 → IDEA](#)》。

IDEA 基于欧标、美标或加拿大规范自动计算钢板、螺栓和焊缝在高温作用下的材料退化效应。以欧标 EN 1993-1-2 为例，高温 θ 下钢材的应力-应变曲线如图 4 所示，在比例极限 $f_{p,\theta}$ 前为线弹性，在比例极限 $f_{p,\theta}$ 和屈服强度 $f_{y,\theta}$ 之间为弹塑性，屈服强度 $f_{y,\theta}$ 之后为理想塑性并存在强度下降段。与前述 SAP2000 钢结构构件的防火设计不同的是，IDEA 采用弹塑性分析计算钢板的应力/应变、螺栓内力和焊缝应力，只是在实际计算中忽略应力-应变曲线的下降段，如图 5 所示。

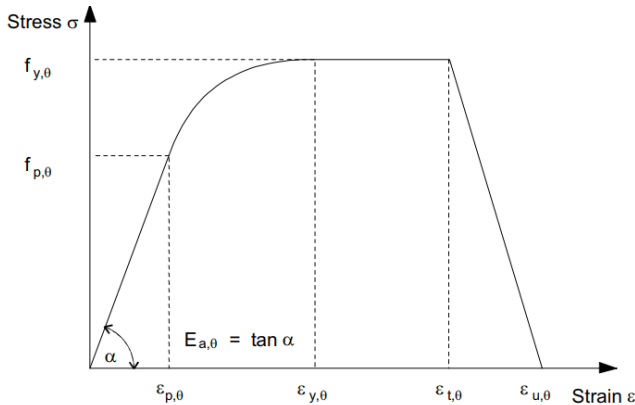


图 4 高温下钢材的应力-应变曲线 (EN 1993-1-2)

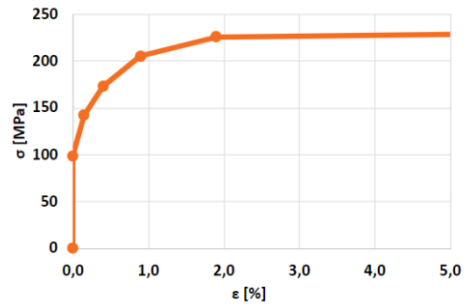


图 5 高温下钢材的应力-应变曲线 (IDEA)

高温 θ 下钢材的弹性模量 $E_{a,\theta}$ 、比例极限 $f_{p,\theta}$ 和屈服强度 $f_{y,\theta}$ 的折减系数，根据图 6 所示的曲线和表格确定。

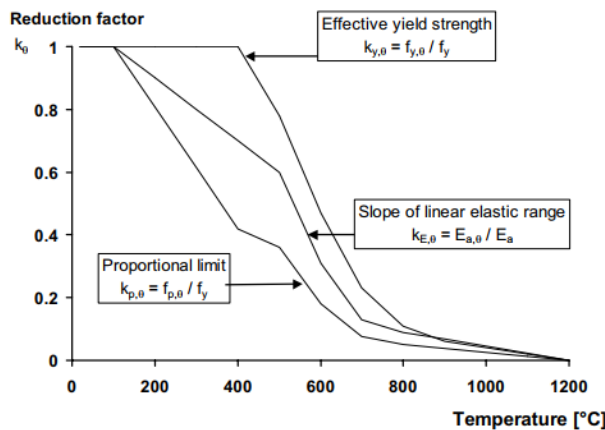


图 6 高温下钢材强度和刚度的折减系数 (EN 1993-1-2)

Steel Temperature θ_s	Reduction factors at temperature θ_s relative to the value of f_y or E_s at 20°C		
	Reduction factor (relative to f_y) for effective yield strength $k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$	Reduction factor (relative to f_y) for proportional limit $k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$	Reduction factor (relative to E_s) for the slope of the linear elastic range $k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_s$
20°C	1,000	1,000	1,000
100°C	1,000	1,000	1,000
200°C	1,000	0,807	0,900
300°C	1,000	0,613	0,800
400°C	1,000	0,420	0,700
500°C	0,780	0,360	0,600
600°C	0,470	0,180	0,310
700°C	0,230	0,075	0,130
800°C	0,110	0,050	0,090
900°C	0,060	0,0375	0,0675
1000°C	0,040	0,0250	0,0450
1100°C	0,020	0,0125	0,0225
1200°C	0,000	0,0000	0,0000

NOTE: For intermediate values of the steel temperature, linear interpolation may be used.

如图 7 所示，用户在 IDEA 中根据需要对不同的钢板、螺栓或焊缝指定任意的温度值，通常取前文 1.1 节中计算的钢构件温度值 T_s 。IDEA 根据组件温度和高温下材料的应力-应变曲线，计算钢板、螺栓和焊缝的应力、应变或内力，最后按普通组件校核各自的承载力。

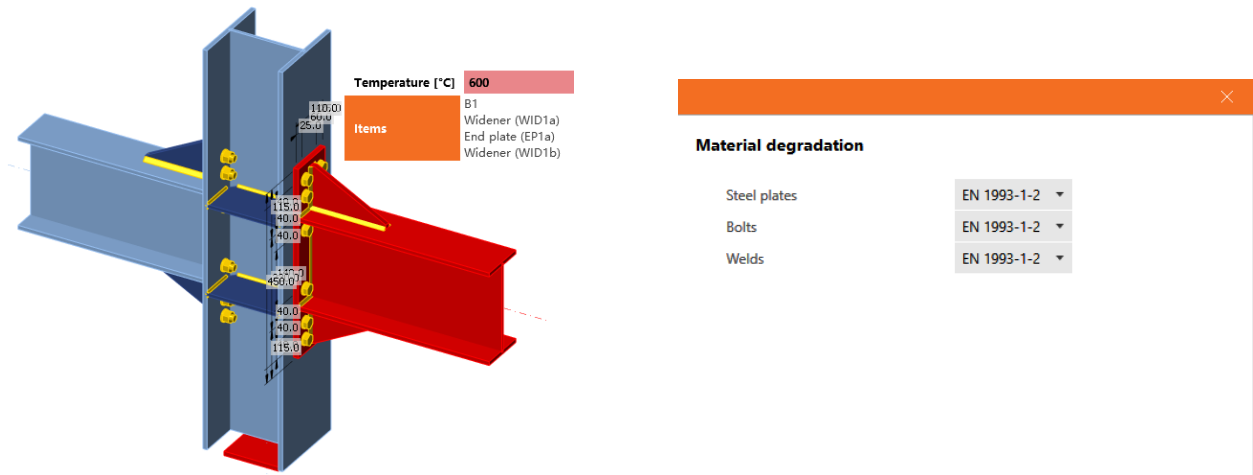
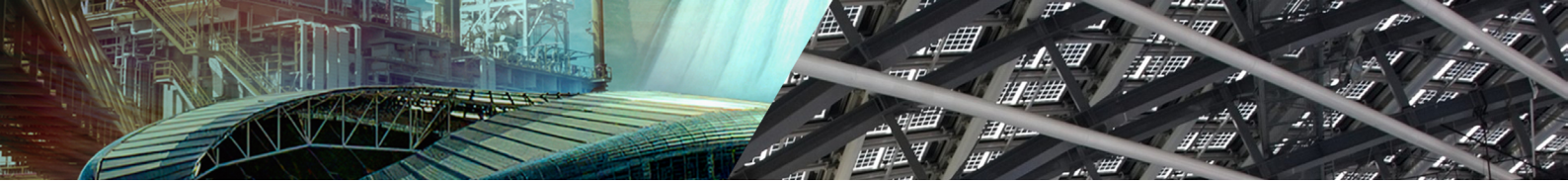


图 7 组件的温度值和材料类型

4 总结

本文简明扼要地介绍了钢结构防火设计的技术要点，包括火灾升温曲线、钢构件升温计算以及承载力法的构件校核。筑信达工具箱 CiSApps 在 SAP2000 基础上可以为用户提供钢结构构件的防火设计功能。IDEA 可以为用户提供钢结构节点的防火设计功能，但目前仅限于欧标、美标和加拿大规范，后续很快也会支持中国规范。

参考资料

- [1] 建筑钢结构防火技术规范 GB 51249-2017
- [2] 钢结构设计标准 GB 50017-2017
- [3] Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-2: General rules – Structural fire design



ETABS API 入门介绍

筑信达 杨硕

1. 概述

ETABS 作为一款强大、开放的结构分析软件，ETABS API（应用程序编程接口）为工程师和开发人员提供了二次开发的平台。工程师需要掌握一些基础的编程知识，借助 API 就可以使用编程的方式利用 ETABS 软件的强大功能。ETABS API 语法简单直观，该 API 与大多数主要的编程语言兼容，包括 Visual Basic for Applications(VBA), VB, C#, C++, Matlab, Python(COM), Python(NET), IronPython。

API 支持插件、Excel 表格或第三方应用程序来调用 ETABS，通过 API 函数创建、修改、运行模型，或者自定义函数与 ETABS 软件功能相结合。工程师可以使用 API 拓展 ETABS 应用或创建自己的专属程序，使用 API 使自己的应用程序具有 ETABS 软件的所有复杂分析和设计技术，通过 API 在两个软件之间创建丰富而紧密的双向连接，实现模型双向准确传输（无需中间文件，为大型模型提供快速吞吐量）、完全控制 ETABS 的命令功能、提取 ETABS 的分析和设计信息。所有这些都可以在离开 ETABS 的交互界面，在自己的应用程序中完成。

SAP2000 自 v11.0 版本以后，引入了 API 功能，随后，ETABS 2013 版本开始引入 API 功能，从 ETABS v18 版本开始，API 库名称中不再包含程序版本，例如，以前的 API 库名称为 ETABsv17.DLL 等，ETABS v18 及以上版本的 API 库名称为 ETABsv1.DLL。如果用户在客户端程序引用了新的 ETABsv1.DLL，就不需要在每次重大版本发布时进行更新，客户端应用程序中的 ETABsv1.DLL 引用将自动使用每次安装产品时注册的最新版 ETABsv1.DLL。

同时，从 ETABS v18 版本开始，引入了新的 API 库 CSiAPIv1.DLL。该库与 SAP2000、CSiBridge 和 ETABS 兼容。每个产品的所有新版本都将提供该库。开发人员现在可以创建引用 CSiAPIv1.DLL 的 API 客户应用程序，并连接到 SAP2000、CSiBridge 或 ETABS，而无需更改任何代码。与新的 ETABsv1.DLL 类似，即使 SAP2000、CSiBridge 和 ETABS 发布了新的主要版本，程序集名称 CSiAPIv1.DLL 也不会改变。

2. 开发环境配置与调用方式

ETABS API 开发支持多种开发环境，可以使用 Visual Basic for Applications(VBA), VB, C#, C++, Matlab, Python(COM), Python(NET), IronPython 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。

以 Python(COM)语言为例，介绍开发环境的搭建。编写 Python 代码的编译环境有多种，在安装 Python 后，自带有 IDLE（python's Integrated Development and Learning Environment）编译器，该编辑器使用简单、通用，且支持不同设备。也可以安装其它类型的 IDE（integrated Development Environment）进行代码编写与调试，以 PyCharm 为例，PyCharm 是一种 Python 的集成开发环境，带有一整套帮助用户使用 Python 语言开发时提高效率的工具，比如调试、语法高亮、项目管理、代码跳转、智能提示等功能。

在 Python 中通过 COM 组件调用 ETABS 的接口进行软件控制，使用 Python 不能直接调用 COM 组件，需要借助可以访问 COM 组件的库 comtypes，comtypes 是一个轻量级的 Python 库，通过这个库文件，直接对 COM 组件进行对象创建，实现对 ETABS 的调用。

安装该库的方法有多种，一种是在 PyCharm 中安装，一种是通过 pip 命令安装，另一种是安装 Anaconda，三种安装方式在 PyCharm 中均可使用。

2.1 开发环境配置

➤ PyCharm 中安装

在 PyCharm 设置窗口中点击“+”按钮，在弹出的可用库文件窗口中，输入库名称查找库文件并安装，安装完成后，在设置对话框，可以看到已经添加的 comtypes 库，如图 1 所示。

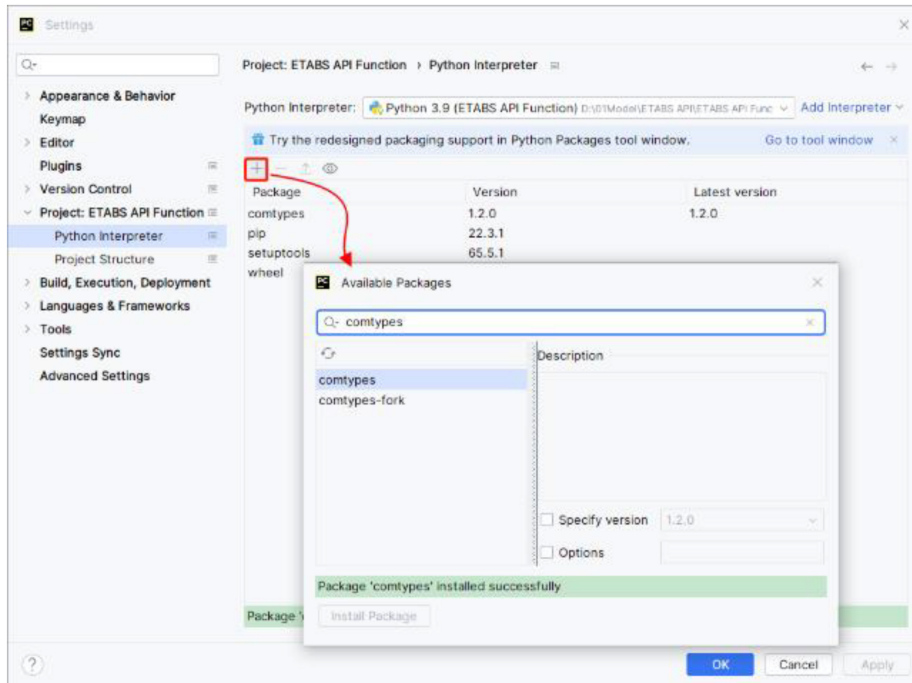


图 1 安装 comtypes 库

➤ Pip 命令安装

在开始菜单中调出 cmd 命令窗口,输入 `python -m pip install comtypes` 命令,自动联网进行安装,显示 `Successfully installed comtypes-1.2.0`,表示安装成功,如果已经安装,会提示已经安装的路径和版本,如图 2 所示。

打开 PyCharm 的设置窗口,可以看到已经增加 comtypes 库文件。

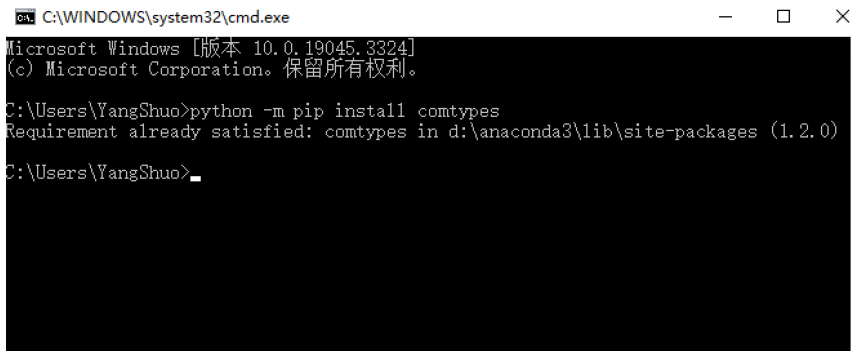


图 2 安装 comtypes 库

➤ 安装 Anaconda

安装程序 PyCharm 与 Anaconda, Anaconda 是一个开源的 Python 发行版本,其中包含 conda、Python、comtypes 和很多常见的工具包,所以安装 Anaconda 后,就不需安装 Python 了。在 PyCharm 创建工程,在设置选项下关联 Anaconda 路径下的 Python 解释器,Anaconda 当中的模块就自动全部导入 PyCharm 当中,如图 3 所示。

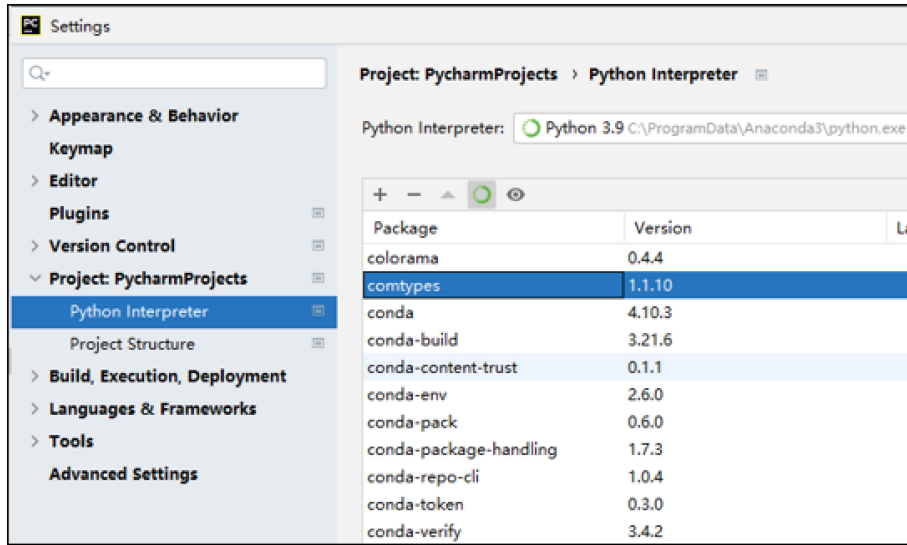


图 3 关联 Anaconda 的库

2.2 API 调用方式

ETABS 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 ETABS 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 ETABS 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 ETABS 自有功能的使用方式相同。

以下是 ETABS API 两种调用方式的示例。

(1)内部调用，以插件的形式调用，如图 4 所示，添加插件成功后，工具栏中自动显示已添加的插件。



图 4 外部插件

以筑信达工具箱（CiSApps）为例，这是基于 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 5 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。

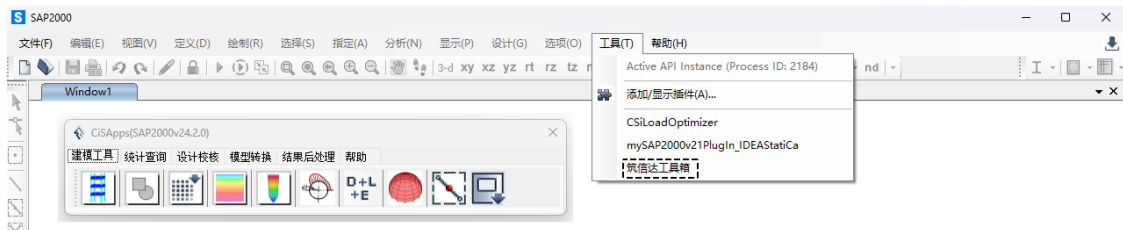


图 5 筑信达工具箱

(2)外部调用，CiSDesignCenter（简称 DC）是筑信达自主开发的结构设计软件，用于完善 ETABS 的前后处理。DC 利用



API 接口关联 ETABS, ETABS 作为分析内核, 模型信息、分析和设计等数据通过 API 接口在 DC 与 ETABS 之间交互。基于这一点, DC 开发出了国标多模型设计模块和隔震设计模块, 工程师只需在 DC 中进行简单的参数设置, DC 便可以完成 ETABS 模型的创建、分析和结果整理, 并补充完成基于中国规范的构件设计和施工图绘制。DC 的界面如图 6 所示。

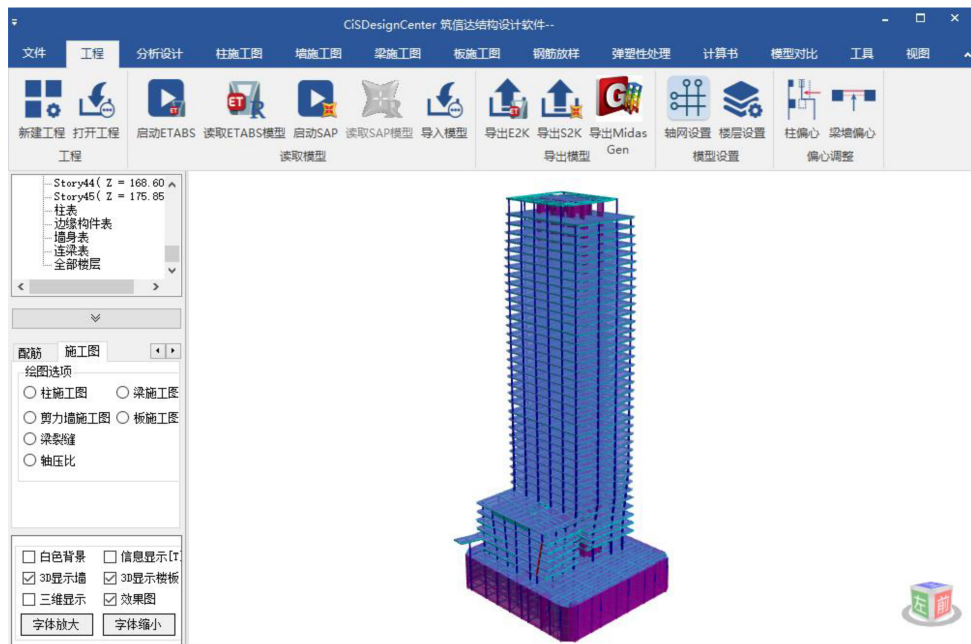


图 6 结构设计软件 CiSDesignCenter

3. 功能简介与帮助文件

所有 API 函数的详细信息都可在安装路径下的帮助文件 (CSI API ETABS v1.chm) 中查到, 包含入门指南、样例代码、函数参考手册、版本间改变等内容, 如图 7 所示。

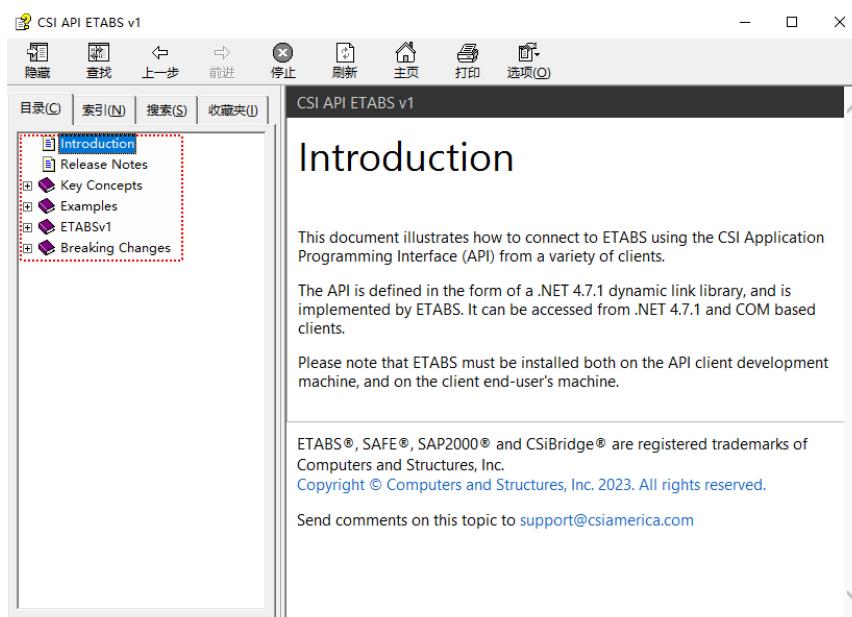


图 7 API 帮助文档

函数的具体功能查看 ETABSv1 部分, 每个函数记录了语法和参数、函数首次可用的版本、对函数的任何更改以及显示函数用法的示例, 如图 8、9 所示。

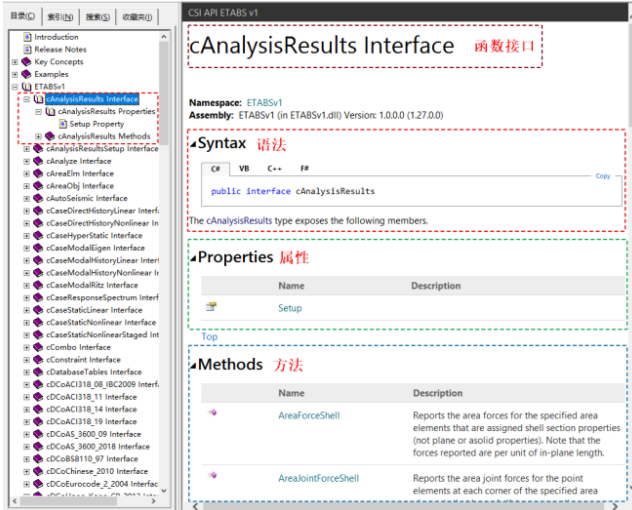


图 8 函数相关信息

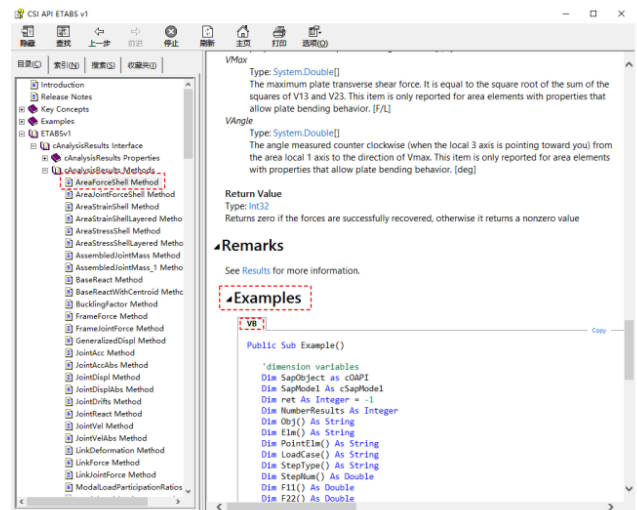


图 9 函数使用示例

如何使用这些函数，以添加材料函数 AddMaterial Method 为例，函数的参数值不能随便设置，可以参考 Example 的脚本和软件操作界面中“添加材料”对话框，参数与操作界面对话框的命令对应关系如图 10 所示。

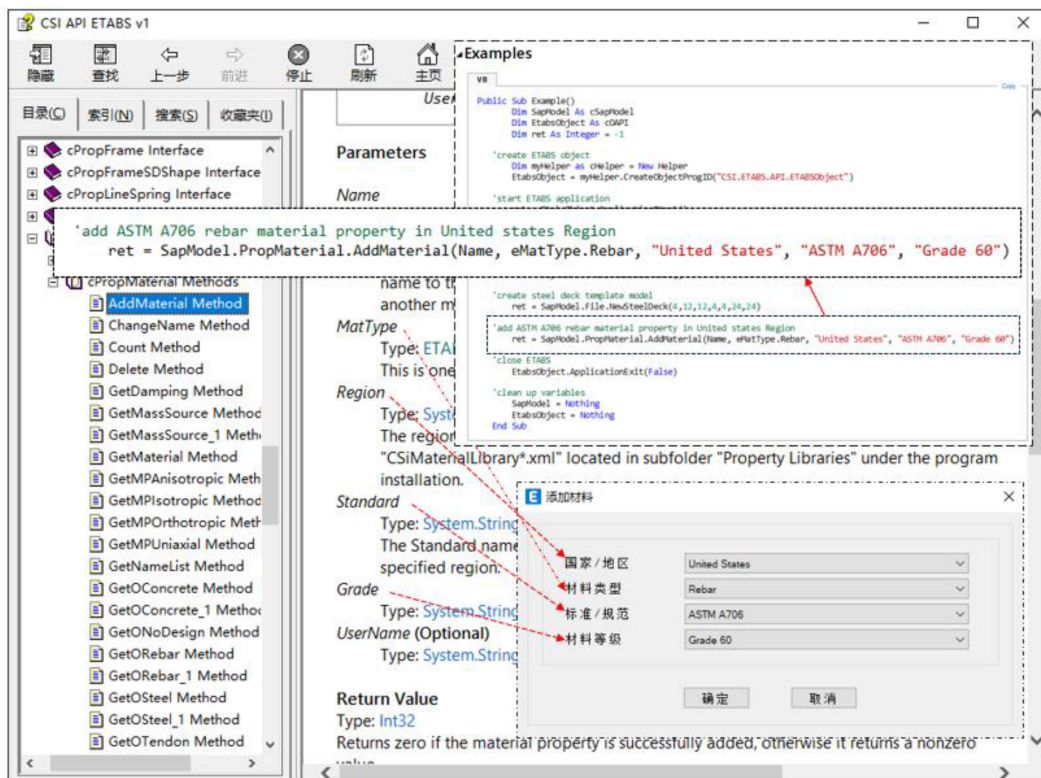


图 10 参数对应

查看 ETABSv1 部分，可以发现 ETABS API 接口函数默认按照英文首字母来排序，与 SAP2000 API 按照菜单栏归类不同，如图 11 所示。

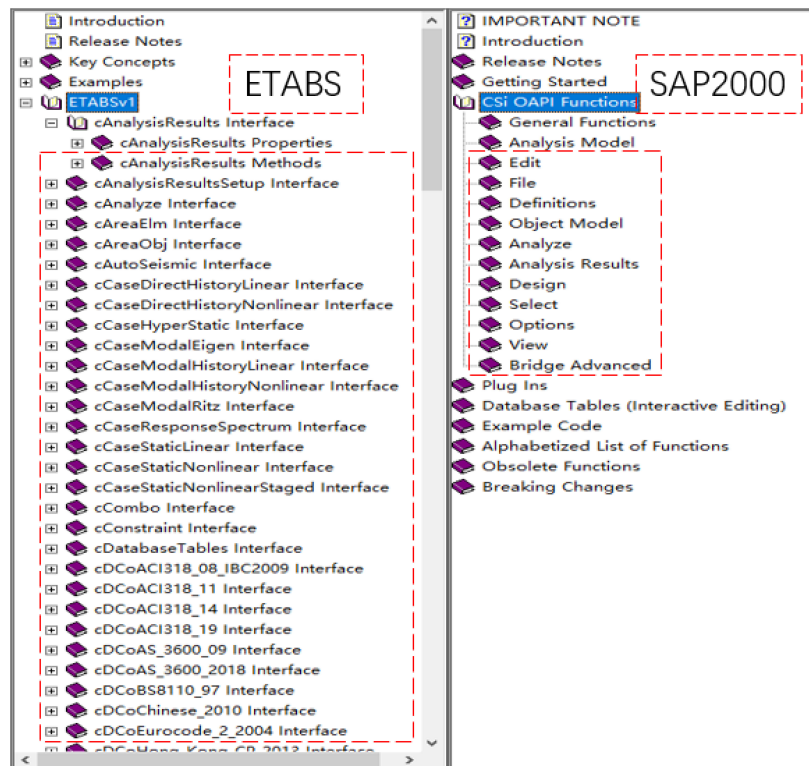


图 11 函数分类与排序

从使用功能角度看，相对于 SAP2000 API 函数分类，ETABS API 函数分类逻辑性不强，但是 ETABS 软件界面上的大部分功能按钮都可以找到对应的 API 接口函数，并可以使用帮助文件的“索引”菜单键入关键字查找需要的函数，ETABS API 接口函数按照功能分类如下：

- 1) 启动、关闭 ETABS，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。

对于熟悉 API 的工程师，有时会发现有些菜单栏上的功能按钮，找不到对应的 API 函数，这时可以通过交互式数据编辑来实现。从 ETABS v18 开始，ETABS API 增加了交互式数据库表格功能，这些表能显著提升数据交互式编辑能力，该功能允许检索程序中所有可用数据，包括分析和设计结果，还能以编程方式设置模型的几乎所有参数。对于希望使用这些交互式表的 API 用户，程序添加了名为 `cDatabaseTables` 的新类。建议使用该 API 函数的用户先通过 ETABS 软件交互界面熟悉的数据库表，帮助自己理解如何请求、查看、修改和应用模型的数据。

通过 API 访问数据库表。通常先从调用 `GetAvailableTables` 开始，决定从哪些表中检索数据，或者编辑并应用于模型。调用 `GetAllFieldsInTable` 将向用户显示表具有哪些列，以及哪些列可编辑和导入。若只想检索数据，可以使用 `GetTableForDisplay...` 函数之一，此函数可以通过 `SetLoadCasesSelectedForDisplay`、`SetLoadCombinationsSelectedForDisplay` 和 `SetLoadPatternsSelectedForDisplay` 来指定荷载工况、荷载组合和荷载模式，用于获取所需的数据。`SetOutputOptionsForDisplay` 函数可以用来设置其它显示选项。如果用户想要编辑一个表并将其导入到模型中，可以从调用 `GetTableForEditing...` 函数之一开始。用户可以选择需要的格式检索表数据并编辑数据，但必须确保



数据的格式不被改变。然后使用相应的 `SetTableForEditing...` 函数导入编辑过的表数据。这些函数一次只能操作一个表，但是可以连续调用他们导入任意数量的编辑过的表。最后调用 `ApplyEditedTables` 将编辑过的表应用到模型中。如果出于某些原因，想要清除之前使用 `SetTableForEditing...` 函数设置的内容，可以使用 `CancelTableEditing` 函数实现。关于数据库表具体操作的方法，请参考 `cDatabaseTables` 中的函数文档。

前文中 `GetTableForDisplay` 对应【显示>表格】中的内容，`SetTableForEditing` 对应【编辑>交互式数据库】中的内容，如图 12 所示。

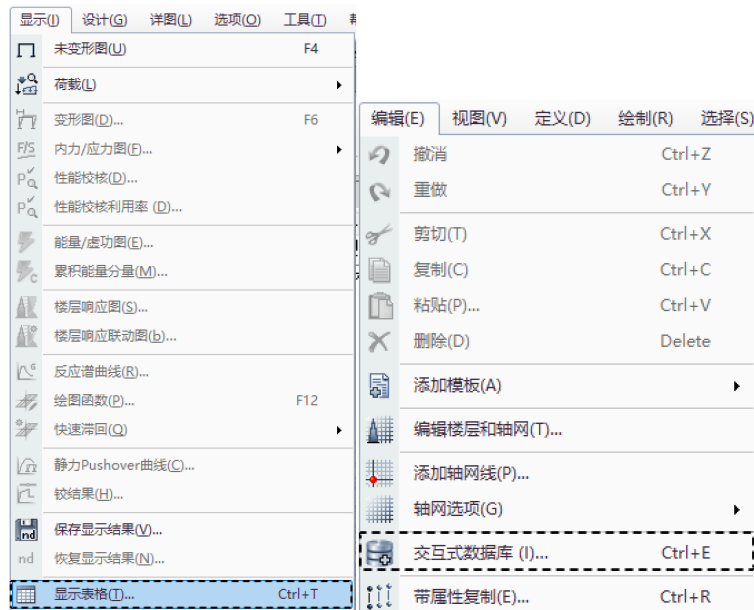


图 12 数据库表打开路径

帮助文档除了对大量函数的具体介绍，还有 `Examples` 中 7 种编程语言的开发示例代码，如图 13 所示。示例代码实现的内容为：调用 `ETABS` 方式、建立模型、指定荷载、运行分析、提取结果、误差对比。工程师可参考示例代码的框架，使用其它函数、扩展新功能，实现特殊的场景需求。

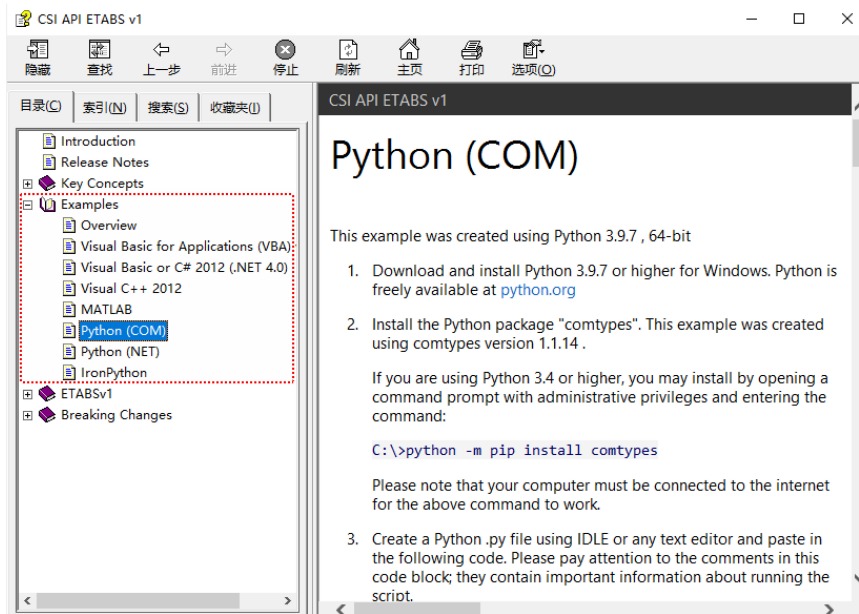


图 13 样例代码

参考资料

[1] CSI API ETABS v1.chm 帮助文档

工程应用常见问题 案例解析

声明：“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。

创建分析模型耗时较长（一）

本案例主要介绍模型运行分析耗时较长时，应如何查找原因，以及对应的解决办法。



使用软件/SOFTWARE

SAP2000 V25.0



模型简介/MODEL

某车站广场局部模型如图 1 所示，为了使单元网格比较规整，板和墙没有指定剖分，而是被分割为了 1x1m 的面对象。整个模型面对象数量较多，约九万个，杆件数量约四万根。

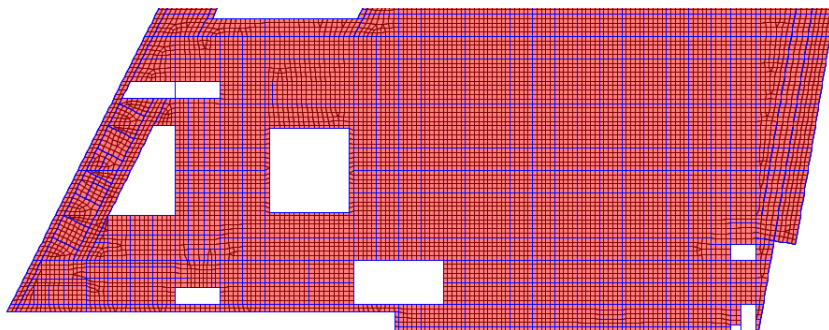


图 1 模型示意图



问题描述/PROBLEM

模型可以正常计算，但用高级求解器计算分析时长大概 1 个小时。请问原因是什么？应该如何处理？



解决办法/SOLUTION

模型运行分析过程中，我们可以通过窗口左下角的状态栏查看模型分析进度，从而判断具体是哪步耗时较长。如下图所示，该模型在“Area uniform load to frame”停留了四十多分钟，说明程序在“面荷载导荷至框架”这步耗时较长。

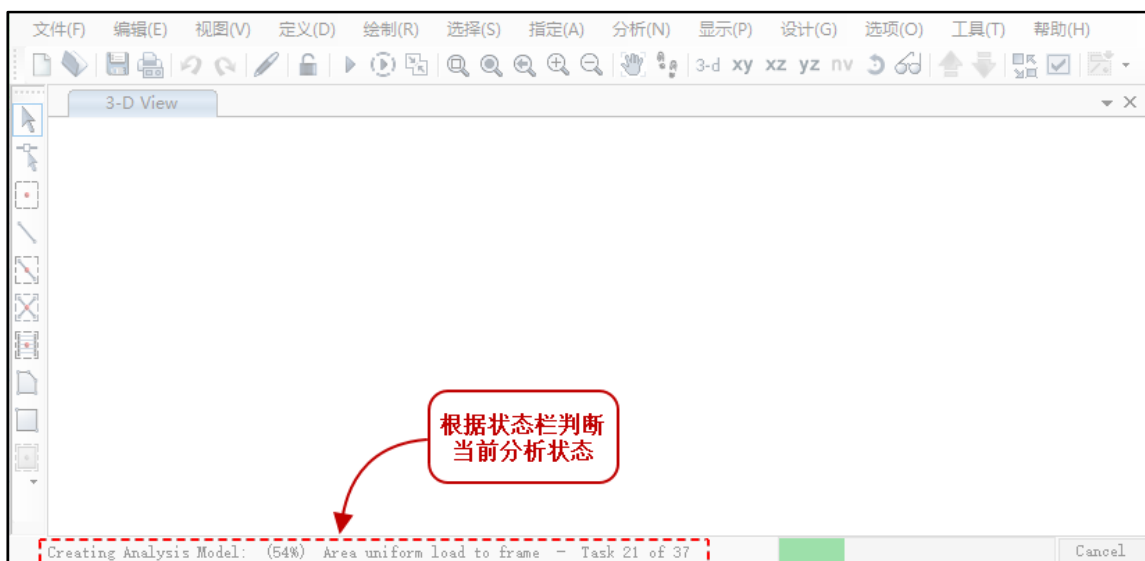


图 1 状态栏

根据上述提示进行定位检查，发现整个模型的面对象都采用了“导荷至框架的均布荷载（双向导荷）”。采用该荷载方式时，程序需要把指定的均布荷载转换为周边框架上的线荷载。由于模型中面对象数量过多，程序进行荷载转换时需要大量时间，故创建分析模型时耗时较长。

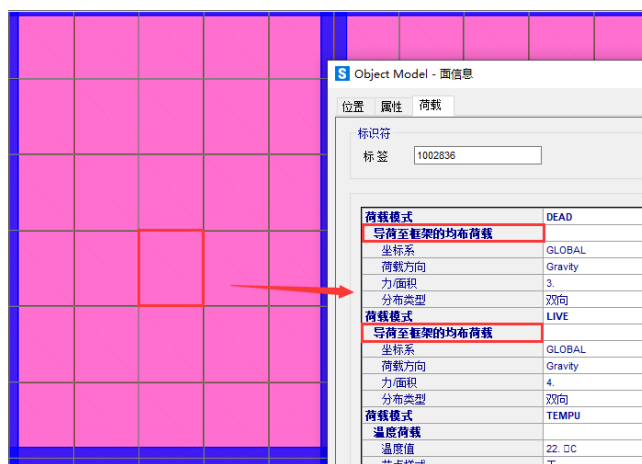


图 2 导荷至框架的均布荷载

本例中，楼板都被分割成了很多小块的面对象，中间区域的面对象周边没有框架，此时施加“导荷至框架的均布荷载”会导致大量冗余的内部逻辑分析，无效地消耗时间。本例建议直接施加均布面荷载，直接通过（有限元）节点传递面荷载。两种做法计算结果基本一致，调整后仅需数分钟便可以完成分析计算。

一般情况下，对膜单元施加面荷载时才采用导荷至框架的均布荷载，因为膜单元不应剖分，只是作为施加荷载的媒介，对壳单元则多采用均布面荷载，并对壳指定剖分选项，节点力将通过剖分点传递给周边梁。相关内容可以参考知识库“[面荷载：均布荷载 vs 均匀导荷至框架](#)”。用户应根据具体分析需求，合理选择相面单元类型和施加荷载的方式，才能达到理想的效果。

编写：刘慧璇

创建分析模型耗时较长（二）

本案例主要介绍模型运行分析耗时较长时，应如何查找原因，以及对应的解决办法。



使用软件/SOFTWARE

ETABS V20.3



模型简介/MODEL

该模型只有一层，如图 1 所示，体量较小，楼板采用的是壳单元。为了使单元网格比较规整，楼板被分割为了 1x1m 的面对象，采用的默认剖分选项，如下图所示。

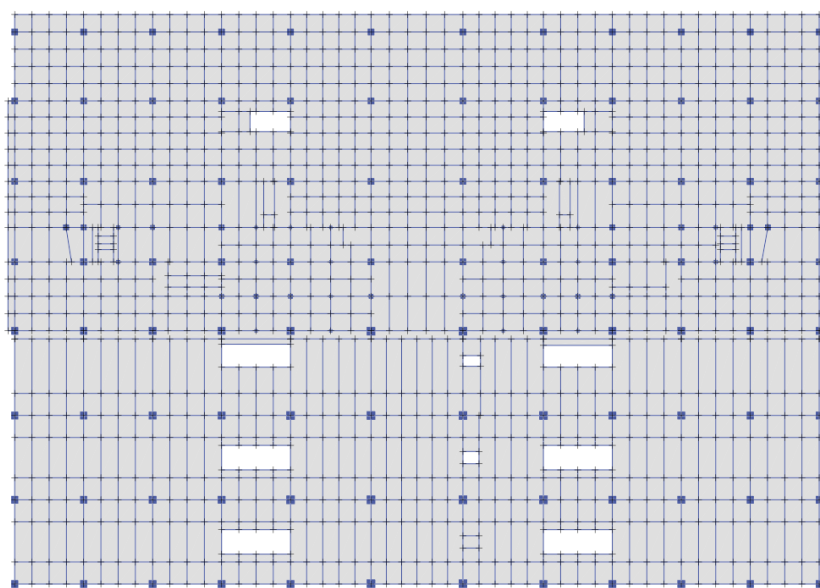


图 1 模型示意图



问题描述/PROBLEM

模型体量不大，而且楼板都是四边形，应该不存在剖分问题，为什么创建分析模型耗时近 30min？如何调整可以提高效率？



解决办法/SOLUTION

通过窗口左下角的状态栏查看模型分析进度，可以发现程序在处理面对象时仍花费了较长时间。

创建分析模型 - 单元 - 壳 - Story1

图 2 状态栏

检查模型发现，模型中的面对象虽然都是矩形，但是模型中存在大量接近但不共节点的面对象。以图 3 为例，面①由 1、2、5、3 节点形成，面②由 4、6、8、7 形成，本例中壳为默认剖分，程序将基于面范围内的节点 4 剖分面对象①，基于节点 5 剖分面②，由于节点 4 和 5 位置太近，程序采用默认的剖分方式进行网格划分时需要一些时间。模型中这种类型的相交面还有很多，所以创建分析模型时需要花费较长时间。

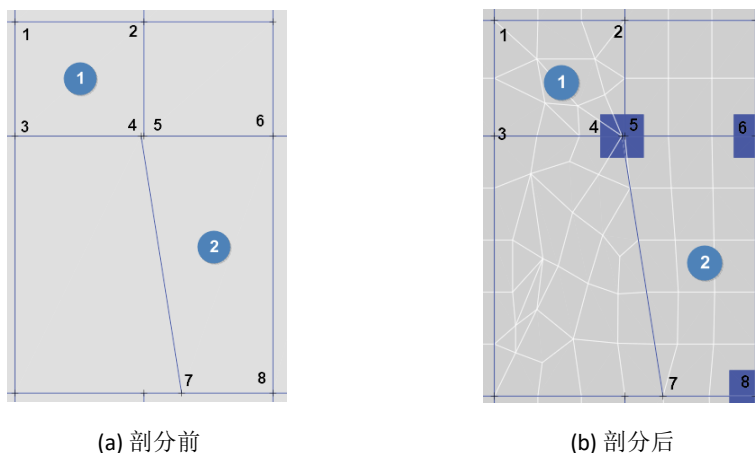


图 3 面与面相交处示意图

ETABS 中提供了两种剖分方法，如图 4 所示，默认为通用网格剖分，用户也可以选择基于矩形网格剖分。采用矩形网格剖分时，程序划分的网格线均沿着全局 X 轴和 Y 轴，无需花费过多的时间去判断网格形状，因此剖分效率更高，更适用于规则的面对象，本例采用矩形网格划分的效果如图 5 所示。

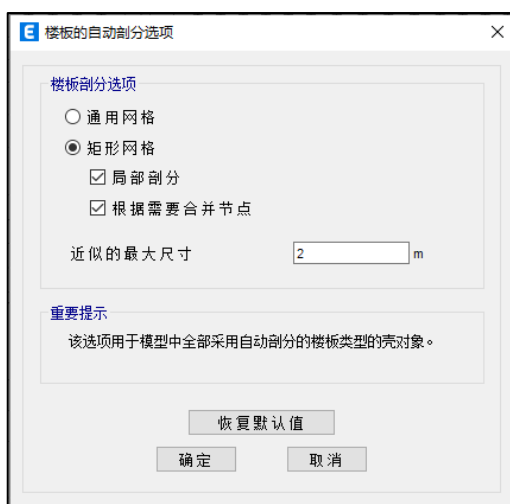


图 4 楼板的自动剖分选项对话框

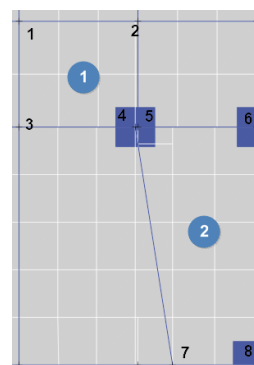


图 5 矩形网格剖分效果

考虑到壳剖分耗时对模型计算效率的影响，ETABS 还提供了保存壳分析网格的功能。在初次完成计算分析后，程序会保存当前的剖分网格，在不调整剖分参数的前提下，后续模型解锁再分析都将基于当前的分析网格完成，不用重新创建分析网格，大大提高了模型的计算效率。此处需要注意的是，若在模型调整中改变了面单元类型，建议重新指定剖分选项，避免程序对调整后的膜单元进行网格剖分，产生不合理的面外变形。

实际上，这些距离很近的点（小于构件的基本尺寸）不可能存在于真实结构中。用户在创建模型时，应进行一些合理的处理，对齐构件，规避太近的节点导致的剖分问题。如果模型中已经存在这些节点，可通过【编辑>合并节点】将相邻过近的节点合并。

编写：刘慧璇

弹塑性模型计算时间过长

本案例主要介绍弹塑性模型的检查。



使用软件/SOFTWARE

SAP2000 V25.0.0



模型简介/MODEL

如图所示，模型为一空间结构，局部为多层框架，需进行大震弹塑性分析。

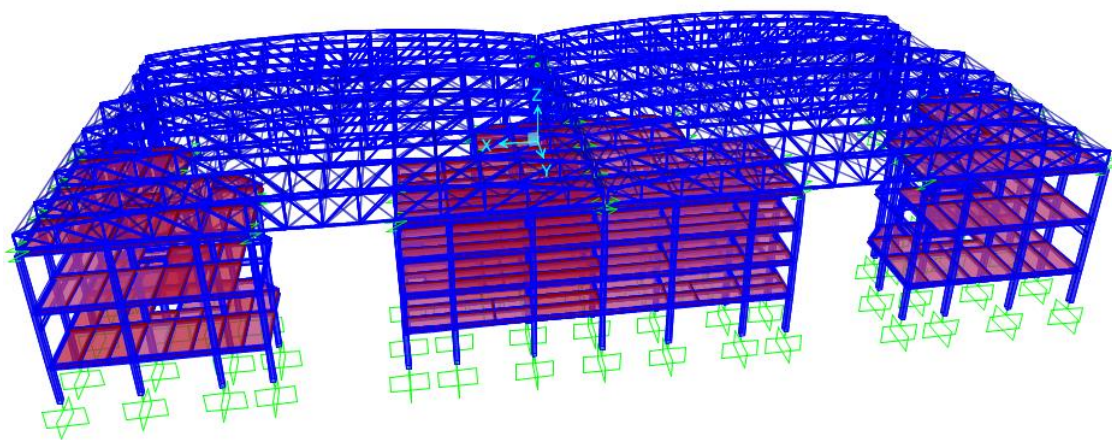


图 1 模型 3D 视图



问题描述/PROBLEM

模型计算时间过长，单个弹塑性时程工况需运行 40 个小时以上。



解决办法/SOLUTION

经对模型仔细检查后，发现以下问题：

- 1、隔板设置不合理。如图 2 所示，模型中将两个独立框架指定在相同的刚性隔板中，这在弹塑性分析中是不合理，应分块进行刚性隔板的指定，或者直接取消掉刚性隔板。

Joint Constraints (1000046)

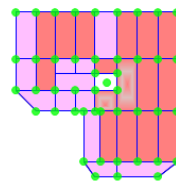
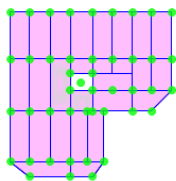


图 2 错误的刚性隔板指定

- 2、分析模型中楼板剖分质量差。如图 3 所示，分析模型中楼板剖分出现尺寸不一，形状不一，剖分形式不一，且部分楼板未剖分等问题。但观察楼板布置时发现，所有楼板周边均布置有梁，并且形状均为四边形或三角形，应可进行更加合理的网格剖分。

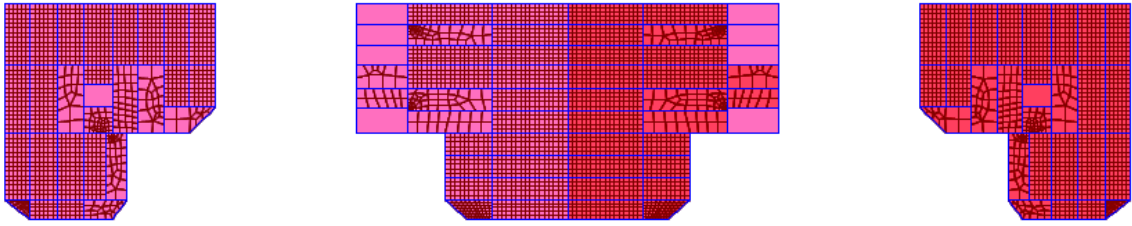


图 3 原模型的楼板剖分

进一步检查发现，存在部分楼板虽为四边形，但实际为多节点（节点数大于 4）面对象，如图 4 所示。并且 SAP2000 可以在视图中区别显示多节点面。用户可通过选择面对象和需要移除的节点（不要选择全部节点）后，通过【编辑>编辑壳>移出边中点】移除多余节点，使其变为三角形或四边形对象。

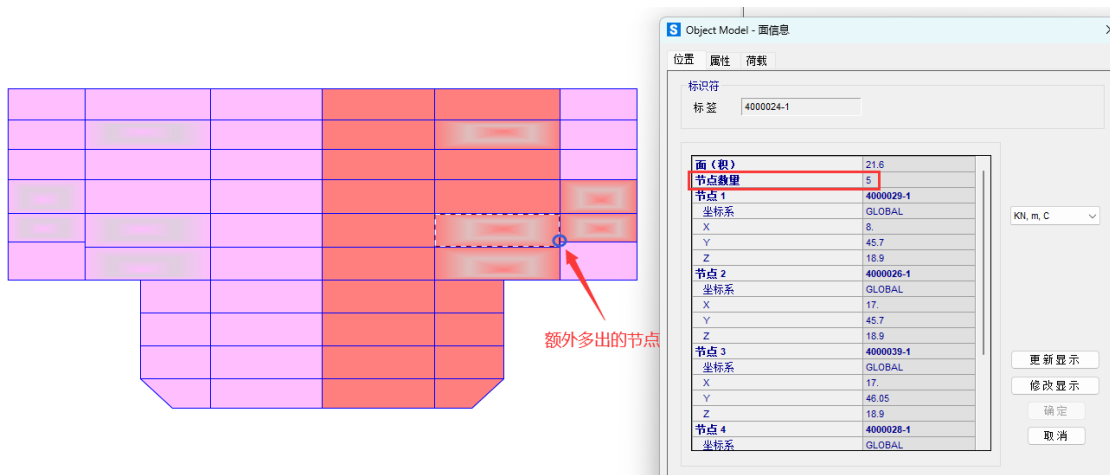


图 4 多节点面对象

将所有面修改为四边形后，对所有楼板指定剖分如图 5 所示，实际剖分效果如图 6 所示。合理的面剖分有助于优化单元数量和质量，提高网格质量，对弹塑性分析也有很大的帮助。

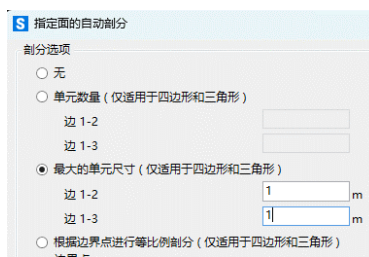


图 5 面剖分指定

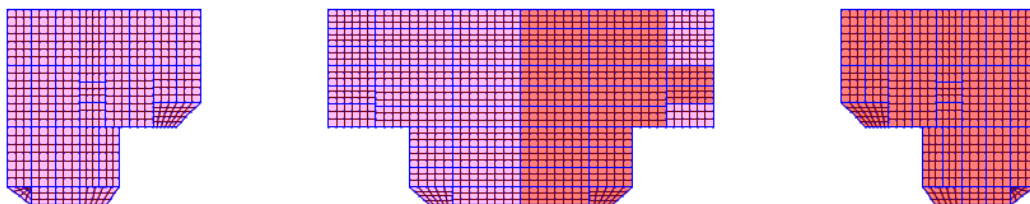


图 6 修改后模型的剖分效果

3、删除多余孤立节点。这部分节点不与任何构件相连，且无任何荷载，需删除。

4、非线性时程工况定义调整。

- a) 时间积分方法：HHT 法中考虑了 $\alpha = -0.01$ 。此时造成的能量误差很小，不足总输入能量的 1%，但是计算速度会增加 10%~15%。
- b) 非线性参数：收敛容差设置为 $10E-3$ 。可以在不显著损失精度的情况下，显著加快计算速度。用户可通过试算确认收敛容差是否满足精度要求，收敛容差设置为 $10E-3$ 在一般情况下是可以满足精度要求的。

5、求解器：求解器采用了多线程求解器，并采用独立进程进行计算。这对于计算机配置较好的情况下，可提高分析速度 10%~20%左右。

经以上修改后，计算时间约 1 小时。机器配置：AMD 锐龙 3700X，内存 16GB，硬盘 500GB 固态硬盘。

相同配置下，如果剖分尺寸放大至 1.5m，收敛容差设置为 0.005，那么计算时间将大幅减小，约 27 分钟，与原始模型中剖分尺寸 1m，收敛容差 0.0001 相比，基底剪力相差很少，如图 7 所示。用户可依据分析的目的，适当调整剖分尺寸和收敛容差，一般来讲，如果关心整体指标，可使用较大的剖分尺寸和收敛容差，如果更关心局部受力（如楼板应力），则推荐使用较小的剖分尺寸和收敛容差。

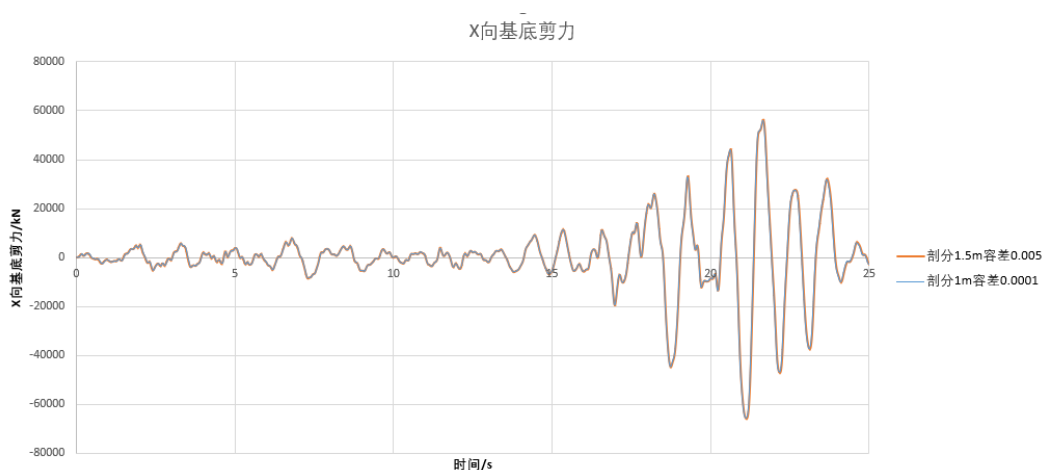


图 7 不同剖分与收敛容差下基底剪力时程曲线对比

编写：吴文博

重力荷载下梁弯矩异常

本案例主要介绍重力荷载下梁弯矩异常的原因以及楼板单元类型对梁分析结果的影响。



使用软件/SOFTWARE

ETABS V21.0.0



模型简介/MODEL

如图所示，模型为 62 层超高层结构，需在 ETABS 中进行全部构件设计，设计规范为美标。



图 1 模型 3D 视图



问题描述/PROBLEM

- 1、在重力荷载作用下，部分梁的梁端弯矩并不是全部为负弯矩，呈现出一端负弯矩，一端正弯矩的情况。
- 2、当楼板分别采用膜单元和采用壳单元时，梁端弯矩差异较大。

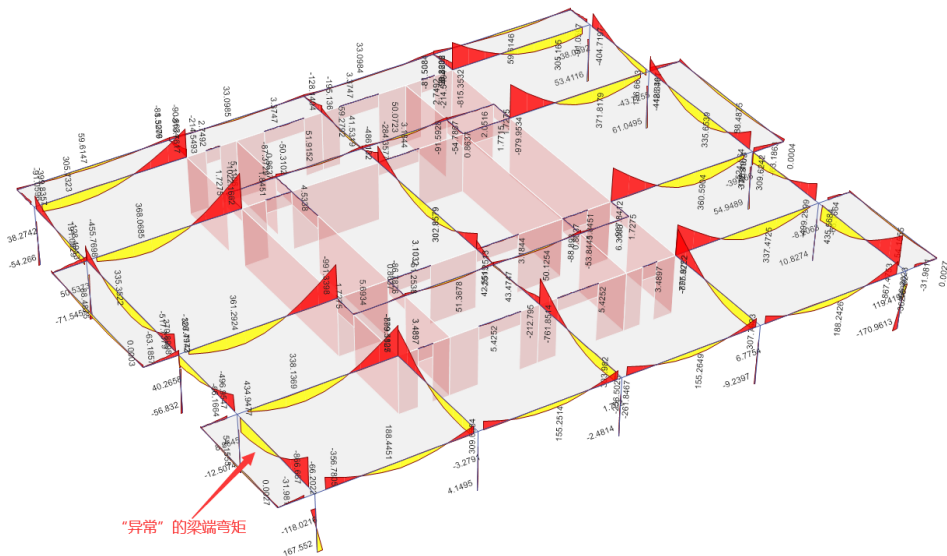


图2 “异常”的梁端弯矩

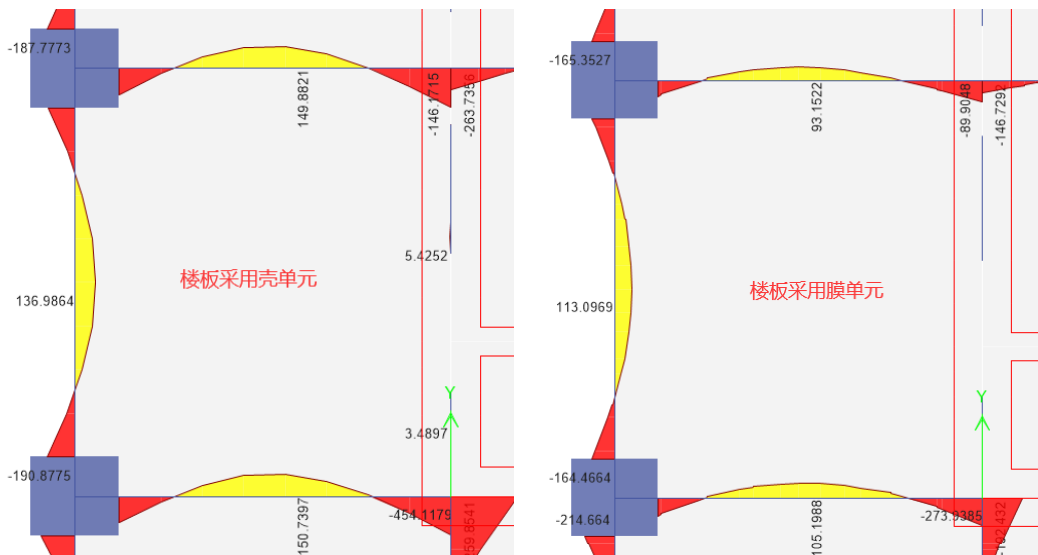


图3 不同单元下的梁端弯矩

解决办法/SOLUTION

1、在忽略框架柱轴向变形差异的情况下，框架梁梁端弯矩均应为负弯矩。但是当结构较高，且框架柱之间（或框架柱与墙之间）轴向压应力相差较多时，会造成竖向构件之间的竖向变形相差较大。如图2中示意的梁，其一端为角柱，另一端为边柱，而角柱的轴压比明显小于边柱，进而造成角柱的变形明显小于中柱，如图4所示，其中左图为角柱节点变形，右图为中柱节点变形。梁两端的竖向变形差会产生如图5所示的弯矩图，进而可能导致一端的弯矩值为正弯矩。

由于柱之间的竖向变形差会随着楼层的增高而增加，因此这种现象在上部楼层较为明显。不过，由于施工过程中存在逐层找平的情况，可以大大减小上部楼层竖向构件之间的竖向变形差，从而缓解类似的情况，因此必要的情况下，可采用施工模拟工况代替恒载工况。

对象 ID			
Tower and Stroy	标签	唯一名称	
Story61	24	4954	

点位移和位移角			
	X	Y	Z
平动, mm	0.174	-1.481	-61.261
转角, rad	0.000035	0.000134	-0.000031
位移角	0.000014	0.000002	

对象 ID			
Tower and Stroy	标签	唯一名称	
Story61	26	4969	

点位移和位移角			
	X	Y	Z
平动, mm	0.144	-1.655	-68.944
转角, rad	0.000001	0.000418	-0.000022
位移角	0.000022	0.000009	

图 4 梁端节点竖向变形图

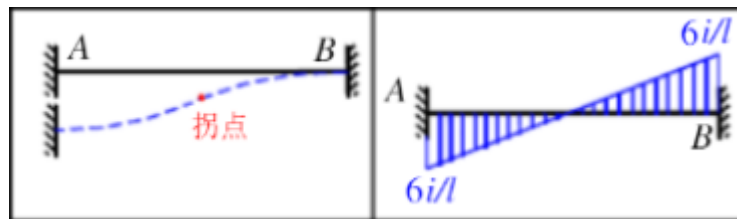


图 5 竖向变形差下梁弯矩图

2、当楼板分别采用膜单元和采用壳单元时，其传力机制有显著差异，具体如下：

- a) 膜单元本身不具备面外刚度，不能承担荷载，所以其上的荷载会按照楼板的塑性铰线的形式（三角形或梯形分布）分配至框架梁或墙上。
- b) 壳单元具有面内和面外刚度，其荷载是通过剖分的有限元节点传递至框架梁或墙上。壳单元的厚度、周边框架的相对刚度甚至竖向构件之间的变形差都可能对荷载的传递造成影响。
- c) 壳单元的剖分尺寸对荷载的传递会产生影响，荷载还会通过壳单元的角点部分传递至柱，但这种现象会随着剖分数量的增加而减轻。减小剖分尺寸会增加计算精度但也会增加计算时间，用户应权衡剖分尺寸对计算精度和计算时间的影响。膜单元不需剖分。
- d) 当楼板采用壳单元时，邻近楼板可能会对当前楼板的荷载传递产生影响，而膜单元不会。

基于上述原因，当楼板采用不同类型的单元时，会带来梁端弯矩的差异。

编写：吴文博

屋面水平撑杆应力异常

采用 ETABS 软件分析某单层钢框架结构，验算规范为美标 AISC 360-16，设计结果显示：屋面水平撑杆应力比高达 4.451。本案例主要分析该现象的原因及处理方法。



图 1 某单层钢框架结构模型图



使用软件/SOFTWARE

ETABS V20.3



模型简介/MODEL

某单层钢框架结构，由框架单元组成，柱脚刚接，屋面设置横向水平支撑和纵向水平支撑。



问题描述/PROBLEM

图 2 为该钢框架结构屋面结构应力比图。图中红色高亮的屋面水平撑杆应力比有些大于 4，黄色高亮的屋面水平撑杆的应力比有些大于 2，明显不符合常规设计应力比，请问是什么原因？

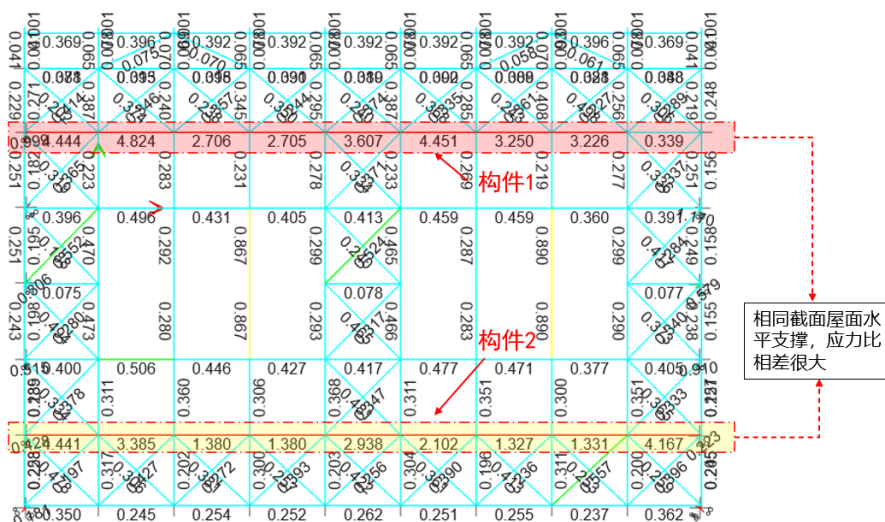


图 2 屋面水平构件应力比图

解决办法 / SOLUTION

一般来说，钢结构的屋面水平撑杆为轴心受力构件，只要长细比符合规范要求，应力比不会太大，不可能高达 4.451。若出现案例所述情况，往往说明屋面水平撑杆设计时，程序默认参数取值有问题。查阅图 2 中构件 1 和构件 2 的设计细节，将长度系数相关的表格截图，见图 3、图 4。

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L 系数	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	8.963	1	1	1	1	1
次弯矩	1	1	1	1	1	1

侧向扭转屈曲的参数

L _{tb}	K _{tb}	C _b
1	1	1.316

D/C 比 Eqn.(H1-1a)

D/C 比 =	$(P_r/P_c) + \text{Sqrt}[\frac{(8/9)(M_{r33}/M_{c33})^2 + ((8/9)(M_{r22}/M_{c22})^2)}{(8/9)(M_{r22}/M_{c22})^2}]$
4.451 =	4.414 + Sqrt[(0.036) ² + (0) ²]

轴力和承载力

P _r Force (kN)	P _{nc} /Ω (kN)	P _{nt} /Ω (kN)
48.3918	10.9625	1556.4446

图 3 构件 1 设计细节

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L 系数	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	8.963	1	1	1	1	1
次弯矩	1	1	1	1	1	1

侧向扭转屈曲的参数

L _{tb}	K _{tb}	C _b
1	1	1.316

D/C 比 Eqn.(H1-1a)

D/C 比 =	$(P_r/P_c) + \text{Sqrt}[\frac{(8/9)(M_{r33}/M_{c33})^2 + ((8/9)(M_{r22}/M_{c22})^2)}{(8/9)(M_{r22}/M_{c22})^2}]$
2.102 =	2.083 + Sqrt[(0.019) ² + (0) ²]

轴力和承载力

P _r Force (kN)	P _{nc} /Ω (kN)	P _{nt} /Ω (kN)
22.8326	10.9625	1556.4446

图 4 构件 2 设计细节

通过对比图 3 和图 4 的长度系数相关表格发现，无支撑长度系数（L 系数）在两主轴方向相差非常大。一般来说，对于这种屋面水平撑杆，其无支撑长度即为其几何长度，因此两主轴方向的 L 系数应该均为 1.0。但图 3、图 4 中的构件，主弯矩方向的无支撑长度系数均远大于 1.0，说明程序默认将纵向通长的 9 根屋面水平撑杆按 1 根长撑杆验算。这样处理对屋面水平撑杆是错误的，需要用户手动修正。

选中所有屋面水平撑杆，点击【设计>钢框架设计>查看/修改覆盖项】按钮，将无支撑长度系数修正为 1.0（图 5），之后再运行设计，即可得到合理的验算结果（图 6）。

E 钢框架设计覆盖项 - AISC 360-16

选项	数值
22 Total-Camber Deflection Limit, abs. mm	变化
23 Specified Camber, mm	0
24 Net Area to Total Area Ratio	1
25 Live Load Reduction Factor	1
26 Unbraced Length Ratio (Major)	1
27 Unbraced Length Ratio (Minor)	1
28 Unbraced Length Ratio (LTB)	1
29 Effective Length Factor (K1 Major)	1
30 Effective Length Factor (K1 Minor)	1
31 Effective Length Factor (K2 Major)	1
32 Effective Length Factor (K2 Minor)	1
33 Effective Length Factor (K LTB)	1
34 Moment Coefficient (Cm Major)	1

图 5 修改设计覆盖项



图 6 修正后的屋面水平构件应力比

编写：郑翔

AISC 360 与 Eurocode 3 校核应力比相差过大

SAP2000 软件分析某机场附属幕墙钢结构，分别采用美标 AISC 360-16 和欧标 Eurocode 3 进行验算，发现两者应力比相差极大。本案例主要分析该现象的原因及处理方法。

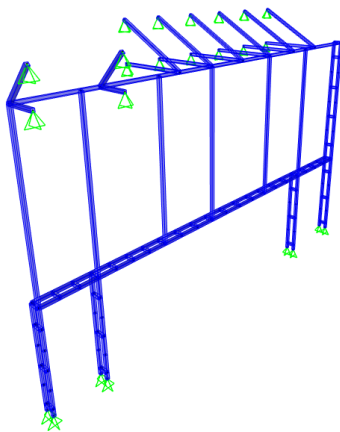


图 1 某机场附属幕墙钢结构模型图



使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v25.0.0



模型简介/MODEL

某机场附属幕墙钢结构，由框架单元组成，结构底部和顶部构件均用铰支座模拟与主体结构的连接。



问题描述/PROBLEM

分别采用美标 AISC 360-16 和欧标 Eurocode 3 进行验算，发现两者应力比相差极大（如图 2，3）。请问是什么原因？

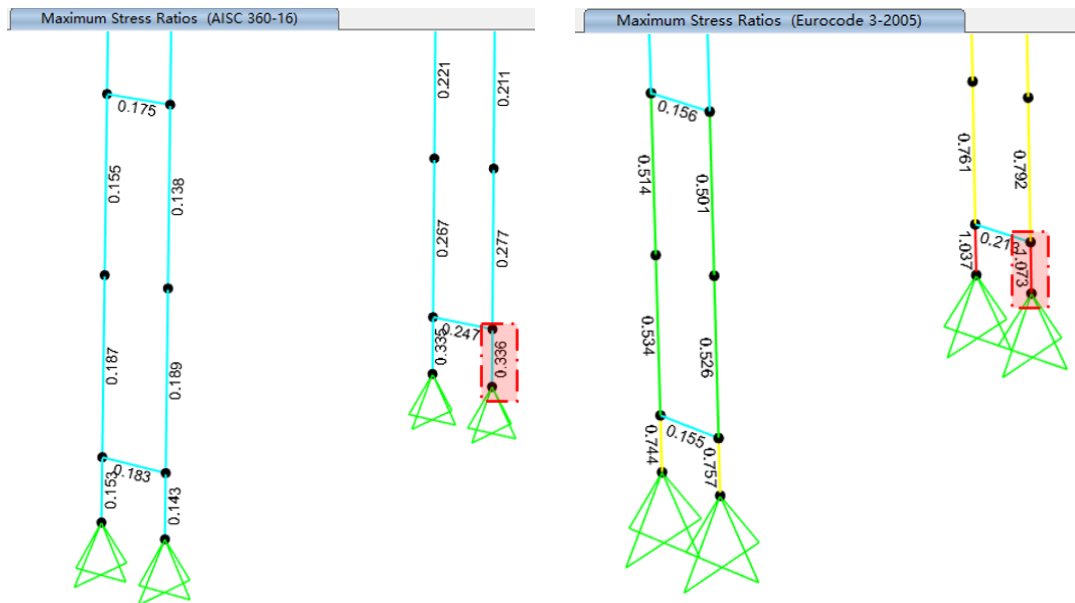


图 2 美标应力比图

图 3 欧标应力比图



解决办法/SOLUTION

一般只要构件截面和设计内力相同，采用不同国家规范进行设计时应力比相差不大。若应力比相差悬殊，往往是柱稳定验算的默认参数取值与实际情况不符导致的，最大的可能就是无支撑计算长度系数和有效长度系数的取值出错。以本案例为例，图 4、图 5 为同一构件分别采用美标、欧标验算的计算细节，从图 5 黄色高亮的 K Factor 可知欧标的有效长度系数为 2.168 和 2.511，比图 4 美标的 1 和 1 大的多，因此欧标算出的应力比会比美标大很多。

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo STR)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
200.	-59582.621	166839.757	590818.645	-834.199	-2820.093	0.

DESIGN MESSAGES
Error: Section overstressed

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Med	My,Ed	Mz,Ed	V2,Ed	V3,Ed	TEd
0.	-59614.95	166839.757	590818.645	834.199	2988.093	0.

DESIGN MESSAGES
Error: Section overstressed

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)

D/C Ratio: 1.073 = 1.045 + 0.01 + 0.018 > 1. Overstress

BASIC FACTORS

Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/l
Y-Y	2.168	15.	211.32
Y-Y Braced	0.822	15.	80.327
Z-Z	2.511	1.	16.367
Z-Z Braced	0.509	1.	5.919
LTB	2.511	1.	16.367

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-la)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	15.	1.	1.	1.	1.	1.
Minor Bending	1.	1.	1.	1.	1.	0.6

LTB

Litb	Kltb	Cb
1.	1.	1.667

Force Capacity

Pu	phi*Fnc	phi*Fnt
-59582.621	218351.318	371250.

AISC 360

图 4 AISC 360 构件计算细节 (美标)

DESIGN MESSAGES
Error: Section overstressed

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)

D/C Ratio: 1.073 = 1.045 + 0.01 + 0.018 > 1. Overstress

BASIC FACTORS

Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/l
Y-Y	2.168	15.	211.32
Y-Y Braced	0.822	15.	80.327
Z-Z	2.511	1.	16.367
Z-Z Braced	0.509	1.	5.919
LTB	2.511	1.	16.367

AXIAL FORCE DESIGN

Force	Nc,Rd	Nt,Rd
-59614.95	412500.	412500.

Eurocode 3

图 5 Eurocode 3 构件计算细节 (欧标)

SAP2000 采用欧标进行构件验算时，默认有效长度系数 K 是按照有侧移框架计算，而本例中立柱上下均与主结构铰接连接，应该可以考虑其连接形式为两端铰接，有效长度系数取 1.0，对应图 6 中的红色高亮 K2y 和 K2z 两项。另外，图 6 中的第 27 项 (K1y) 和 28 项 (K1z) 是按有支撑体系确定的有效长度系数，用于确定钢结构设计公式中的一些调整系数 k 的，本案例无需修改。

从图 7 的 D/C 比可知，修改有效长度系数后，构件应力比为 0.335，和图 4 中的美标应力比结果接近。

5 钢框架设计覆盖项 - Eurocode 3-2005

项	数值
16 恒载限值 abs	程序默认
17 (附加恒载+活载)限值 abs	程序默认
18 活载限值 abs	程序默认
19 总限值 abs	程序默认
20 净跨度限值 abs	程序默认
21 指定反拱值	程序默认
22 净/毛面积比	程序默认
23 活荷载折减系数	程序默认
24 Unbraced Length Ratio (Ly)	程序默认
25 Unbraced Length Ratio (Lz)	程序默认
26 Unbraced Length Ratio (LLTB)	程序默认
27 Effective Length Factor Braced (K1y)	程序默认
28 Effective Length Factor Braced (K1z)	程序默认
29 Effective Length Factor Sway (K2y)	1.
30 Effective Length Factor Sway (K2z)	1.
31 Effective Length Factor (KLTB)	程序默认
32 Bending Coefficients C1, C2, & C3 Op...	Method 1-EC3
33 高曲系数 (C1)	程序默认
34 高曲系数 (C2)	程序默认

图 6 修改构件欧标设计覆盖项

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Med	My,Ed	Mz,Ed	V2,Ed	V3,Ed	TEd
0.	-59614.95	166839.757	590818.645	834.199	2988.093	0.

DESIGN MESSAGES
Error: Section overstressed

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)

D/C Ratio: 0.335 = 0.307 + 0.01 + 0.018 < 1. OK

BASIC FACTORS

Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/l
Y-Y	1.	15.	80.768
Y-Y Braced	0.822	15.	80.327
Z-Z	1.	1.	5.919
Z-Z Braced	0.509	1.	5.919
LTB	2.511	1.	16.367

AXIAL FORCE DESIGN

Force	Nc,Rd	Nt,Rd
-59614.95	412500.	412500.

Eurocode 3

图 7 Eurocode 3 构件计算细节 (修改 K2 后)

编写：郑翔

集中力矩与负质量问题

本文以某钢结构栈桥为例，重点介绍 SAP2000 提示“负质量”警告的原因和解决方法。

使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v25.0.0

模型简介/MODEL

如图 1 所示，钢结构栈桥采用三跨桁架体系，总长度 94m，宽度 4m，高度 3m。其中，弦杆和立柱主要采用工字钢，腹杆和支撑采用圆钢管。结构的抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度为 0.15g，抗震计算采用振型分解反应谱法。

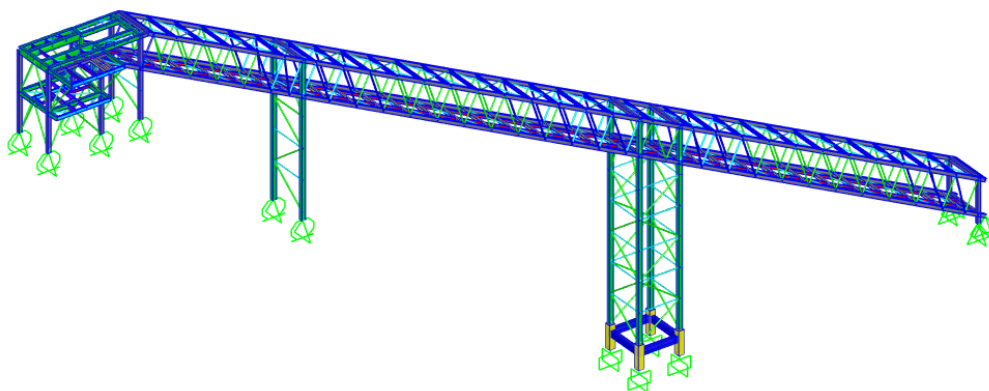


图 1 钢结构栈桥的计算模型

问题描述/PROBLEM

如图 2 所示，SAP2000 提示当前模型存在“负质量”问题，无法完成模态分析。

```

*** WARNING ***
NEGATIVE VALUES HAVE BEEN DETECTED IN THE ASSEMBLED MASS MATRIX
FOR MASS SOURCE: MSSSRC1
MOST NEGATIVE VALUE = -0.018326
ALL NEGATIVE VALUES HAVE BEEN SET TO ZERO, BUT ANALYSIS RESULTS MAY BE
INCONSISTENT OR DIVERGENT, NONLINEAR ANALYSIS MAY BE SLOW OR FAIL TO CONVERGE!

>>> IT IS STRONGLY RECOMMENDED THAT YOU CORRECT THE SPECIFIED MASS SOURCE
>>> SO THAT THE SUM OF THE MASS AT EACH JOINT DOF IS NON-NEGATIVE!
>>> CHECK FOR LOAD PATTERNS IN THE MASS SOURCE THAT HAVE UPWARD LOADING.
>>> SEE TABLE "ASSEMBLED JOINT MASSES" TO LOCATE NEGATIVE MASS VALUES.

```

图 2 关于“负质量”的警告信息

解决办法/SOLUTION

如图 3 所示，基于重力荷载代表值定义的质量源，必须保证各个构件或节点的合力方向竖直向下。如果存在部分构件或节点的合力方向竖直向上，SAP2000 提示“负质量”警告信息并将构件或节点的质量设为零。关于荷载与质量的转换以及质量来源的更多内容，推荐阅读筑信达知识库文档《[负质量的来源](#)》和《[质量源：荷载→质量](#)》。

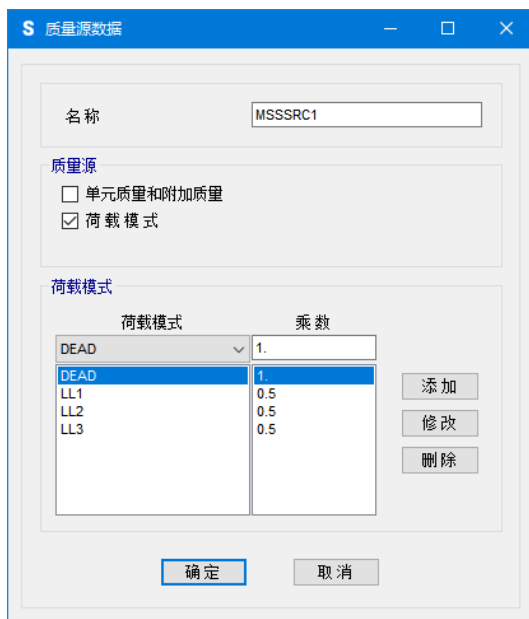


图3 基于重力荷载代表值的质量源定义

如图4所示，本例钢结构栈桥模型的第一个问题是存在竖直向上的屋面恒载 DEAD 和活载 LL2，请用户确认荷载的定义是否正确并根据需要修改模型。这个显而易见的问题很容易处理，但在处理之后仍存在“负质量”警告。

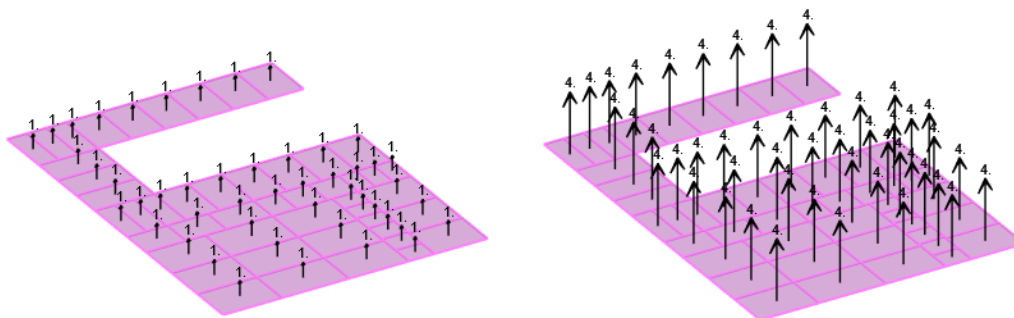


图4 竖直向上的屋面荷载（左图为 DEAD，右图 LL2）

第二个问题是部分楼面梁内部的集中力矩荷载，即【指定>框架荷载>集中荷载】命令。以上述方式定义的集中荷载不会在荷载作用位置处生成节点，集中力矩以“ $F=M/L$ ”的方式转换为作用于梁端节点的一对等大反向的集中力，如图5中的红色箭头所示。由于存在竖直向上的节点集中力，节点质量为负值。建议用户先对楼面梁进行几何分割生成内部节点，然后改用【指定>节点荷载>集中荷载】命令定义集中力矩。这种定义方式不会产生负质量问题，因为集中力矩不会转换为等大反向的集中力。

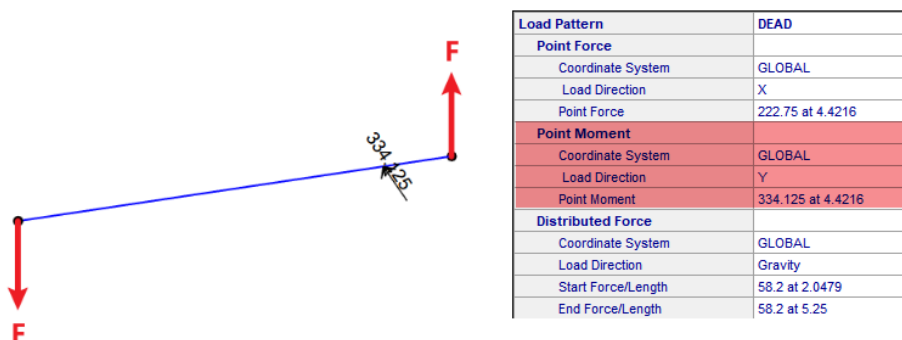


图5 楼面梁内部的集中力矩

复杂钢管节点的几何建模

本文以某钢管节点为例，重点介绍 IDEA 中负体积、通用杆件和通用板件等加工操作在实际工程中的应用。

使用软件/SOFTWARE

IDEA v23.1.0

模型简介/MODEL

如图 1 所示，小钢管的端部连接件为半圆形带耳板的大钢管，同时在耳板和大小钢管之间添加共计十道加劲肋。采用通用的有限元软件 ANSYS 虽然可以建模和分析，但无法对焊缝和锚栓做承载力校核，通常需要工程师提取内力后手工计算。

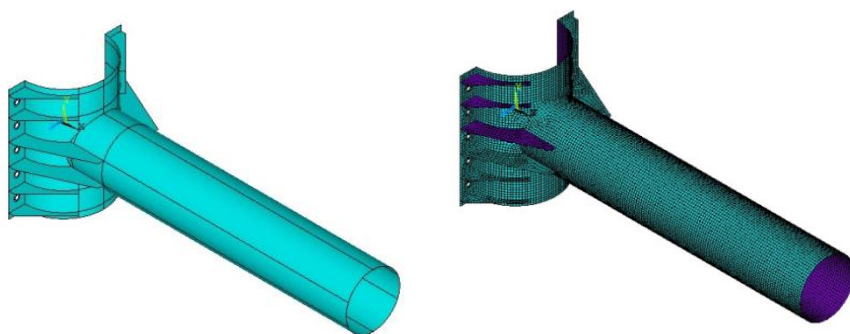


图 1 复杂钢管节点的 ANSYS 模型

问题描述/PROBLEM

IDEA 可以根据各个国家的规范验算螺栓和焊缝的承载力，但如何才能创建如图 2 所示的几何模型呢？

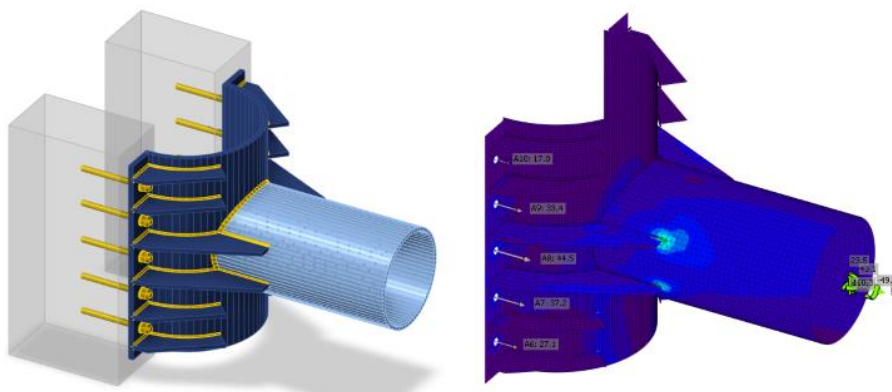


图 2 复杂钢管节点的 IDEA 模型

解决办法/SOLUTION

在 IDEA 中创建上述钢管节点主要存在三个难点：半圆形大钢管、耳板和加劲肋。首先，以通用杆件的方式添加完成的大钢管，然后以负体积的方式做切割，如图 3 所示。通用杆件的可以设置构件长度作为连接件的高度，负体积的辅助构件采用钢板截面，但截面高度要大于大钢管的半径，截面宽度要大于大钢管的直径，以便完成切除 1/2 圆管。

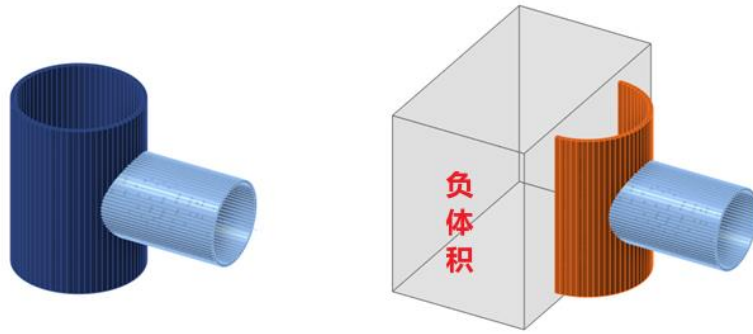


图3 基于矩形块体的负体积切割

如图4所示，以通用板件及其切割的方式添加大钢管的耳板，再以通用螺栓的方式添加锚栓。由于实际结构中的耳板和半圆形大钢管是整体浇筑的连接件，二者切割时应采用对接焊缝。除采用上述方法创建连接件之外，用户也可以尝试直接创建“半圆形+耳板”的通用截面。这个操作需要在 AutoCAD 中绘制截面中心线，然后以 DXF 文件的方式导入 IDEA。

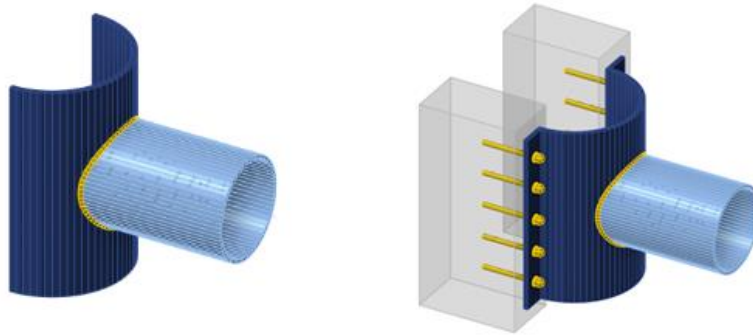


图4 两侧的耳板和锚栓

如图5所示，以通用板件及其切割的方式添加加劲肋，同时编辑板件并添加切角。由于模型中包含十道加劲肋，这个操作需要复制多次，但每次只微调偏移距离和切割对象即可。

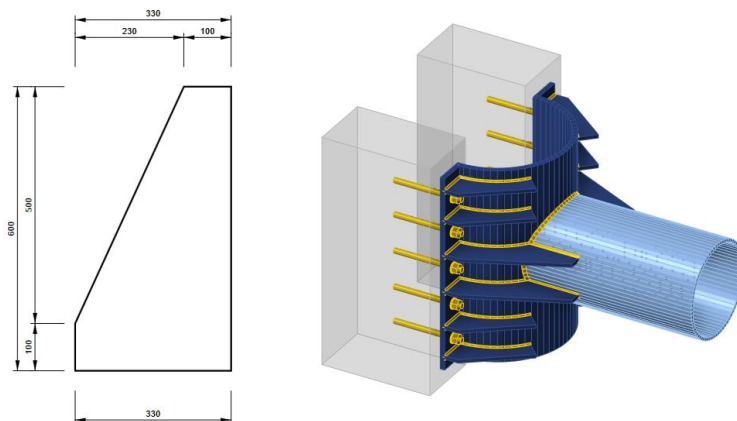


图5 耳板与钢管之间的加劲肋

罐体-群桩模型沉降分析不收敛

本案例主要展示某罐体结构沉降分析模型中出现的“PICOS 求解器求解有误”问题的解决办法。



使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 3D CE V23



模型简介/MODEL

模型长宽为 $400 \times 400\text{m}$ ，土层简化为 3 层，厚度约 60m，模型中的罐体结构采用板单元模拟，罐顶及罐壁施加均布面荷载，基础采用群桩基础方案，环形布置 300 余根桩体，桩采用嵌入式梁单元模拟。模型整体采用塑性计算的分析方法，分析目标为罐体变形及模型整体沉降。

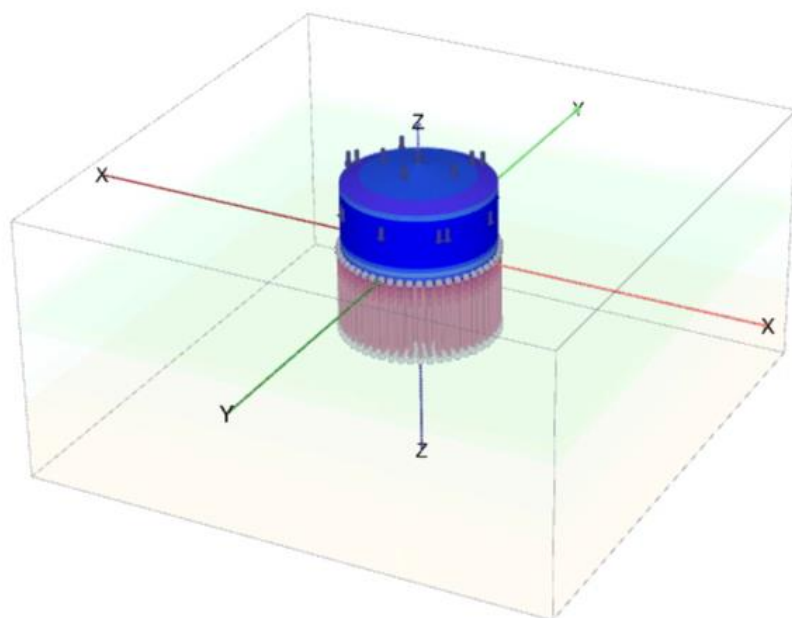


图 1 模型示意图



问题描述/PROBLEM

激活罐体后的计算无法收敛并出现了如图 2 所示的错误提示。

Picos 求解器: 解法有误, 收敛缓慢。 [错误代码: 204]

图 2 日志中的错误提示



解决办法 /SOLUTION

“Picos 求解器: 解法有误, 收敛缓慢”提示的常见错误原因包括: 1、畸形的网格单元; 2、材料刚度差异过大(大于 10 的 7 次方); 3、不正确的结构单元连接。

首先检查模型中的结构单元连接, 在该模型中板与板、板与桩默认刚接, 并没有发现结构单元间连接问题。

随后，到后处理程序【网格】菜单→【质量控制球体】中检查模型网格质量（图 3）。一般 0.1 的质量值作为一个临界值，如果模型中存在较多小于该值的网格单元，则模型网格质量相对较差。

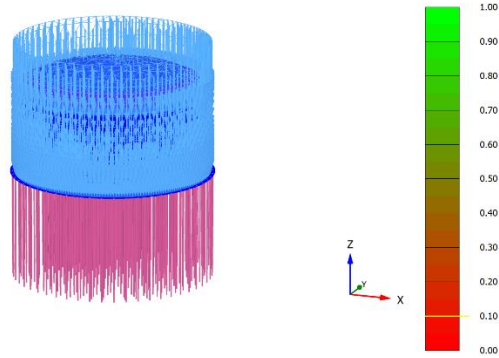


图 3 网格质量图

该模型的网格质量图中，并未发现质量值小于 0.1 的对象，但查看网格模式却发现，罐体位置出现如图 4 所示黄线。黄线交叉的位置往往代表存在远小于“目标单元尺寸”的网格单元，一般这类位置是存在网格单元质量问题的。

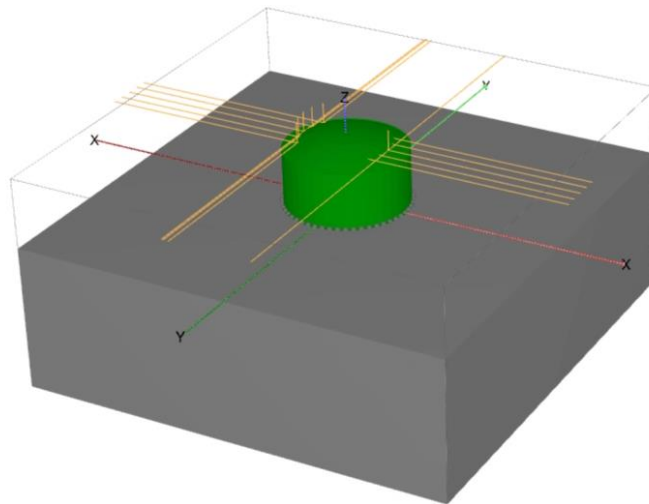


图 4 网格模式下的模型显示

返回结构模式进行几何精确性检查，输入 checkgeometry 0.1 命令，发现模型中 Surface_1 和 Surface_2 两个对象之间存在微小间隙，其中 Surface_1 为罐顶，同时检查图形发现，本应是平滑曲面的罐顶面出现局部凹陷。



图 5 网格模式下的模型显示



图 6 罐顶的几何形状

综合考虑，应该是错误的建模方法导致罐顶形状问题，致使罐顶与其它之间表面存在微小间隙，从而引起网格剖分后出现面积小的面单元，该单元在网格质量检查时没有被直接发现。

重新构建罐顶的表面对象后，模型网格剖分后没有出现异常提示，计算成功完成。

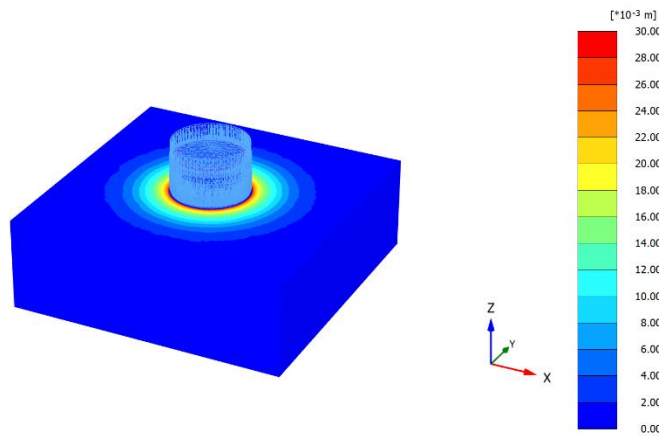


图 7 计算完成后的整体变形

编写：郭晓通

围堰支护分析中的结构内力不合理

本案例主要展示施工步骤设置及岩土参数取值中的常见问题



使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 2D CE V23



模型简介/MODEL

如图 1 所示，模型长 100m，土层厚 50m，水位位于地表以上 2.6m。土层中插入两排钢板桩（采用板单元模拟），钢板桩顶部依赖一根钢拉杆（采用点对点锚杆单元）进行连接，两排钢板桩中间以及钢板桩右侧进行块石回填。

整体施工步骤包括：1、钢板桩施工；2、表层清淤；3、刚拉杆施工；4、土层回填。

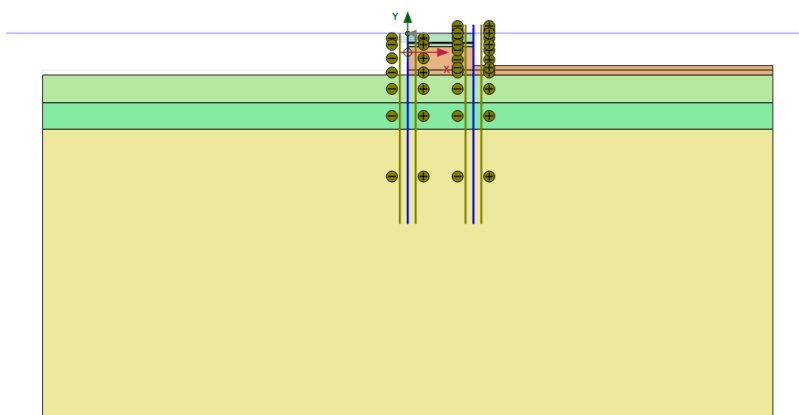


图 1 几何模型示意图



问题描述/PROBLEM

计算完成后，钢板桩弯矩结果整体偏大，与预估值和其它程序计算值差距较大。



解决办法/SOLUTION

考虑影响结构内力结果的主要因素包括：有限元网格及模型整体设置、分析阶段布置、结构单元参数、土层参数、地下水的设置等。

首先查看模型整体设置及网格的密度与质量，未发现错误。

检查分析阶段布置，原模型中，共布置 4 个分析阶段：Initial Phase-K0 方法生成初始应力；Phase1-表层淤泥挖除、激活钢板桩以及钢拉杆对象；Phase2-块石回填、施加上部压实荷载。此处存在一个问题，当前的 Phase1 中存在两种应力路径，卸载（挖除淤泥）和加载（激活结构对象），加载和卸载同时进行，而真实情况中，挖除淤泥以后才进行结构施工，是“先卸载后加载”。所以，该模型应该将 Phase1 拆成两个分析阶段，在两个阶段中分别挖除淤泥和激活结构对象。

检查结构单元参数，未发现结构单元参数错误。

检查土层参数，该模型中，回填块石采用摩尔-库伦本构模型，土层采用土体硬化模型。由于模型中并未发现明显的塑性行为，所以主要检查土层的刚度参数设置，场地中分布的主要土层为淤泥质黏土层，典型土层刚度参数如图 2 所示。

E_{50}^{ref} 、 E_{oed}^{ref} 的值是基于固结试验经验转换来的， E_{ur}^{ref} 基于地区经验，由 E_{oed}^{ref} 换算。对于软土而言，三个参数相对比较合理。m 值存在较为明显的问题，m 是刚度与应力水平相关的幂率，前面的三个刚度参数均为 100kpa 的参考应力水平下的，

程序基于公式（图 3）将参考应力水平下的模量转换为当前应力水平下的模量。

刚度		
E_{50}^{ref}	kN/m ²	4200
E_{oed}^{ref}	kN/m ²	2580
E_{ur}^{ref}	kN/m ²	20.64E3
ν_{ur}		0.2000
等效替代		
使用替代选项		<input type="checkbox"/>
C_c		0.1891
C_s		0.02669
e_{init}		1.119
应力相关		
幂指数 (m)		0.5000
P_{ref}	kN/m ²	100.0

图 2 土层刚度参数图

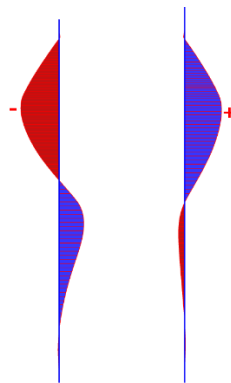
对于软土而言，m 值一般在 0.9~1，而原模型中输入的是 0.5，会较严重低估模型中土层的整体刚度，引起土、结构变形与结构内力增大，与实际情况不符。

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \frac{\sigma'_3}{K_0^{nc}} \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m$$

图 3 硬化土模型中土层刚度的应力相关性

检查地下水的设置，模型中未发现明显问题。

整体修改完后的钢板桩弯矩分布如图 4 所示：



弯矩 **M** (放大 0.0100 倍)
 最大值 = 264.7 kN m/m (单元 26 在 节点 2907)
 最小值 = -275.5 kN m/m (单元 21 在 节点 6692)

图 4 结构弯矩分布图

编写：郭晓通

真空预压联合堆载预压法软基处理的分析问题

本案例主要介绍流固耦合分析中的常见问题

使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 3D CE V22

模型简介/MODEL

如图 1 所示，模型长宽约 $80 \times 1\text{m}$ ，模型取一半并取单位宽度进行分析计算。土层自上而下共 6 层，以软土层为主。模型左侧布置越 25 排塑料排水板（排水线单元模拟），排水板右侧布置近十排三轴搅拌桩（实体单元模拟），真空预压区域设置块石堆填及施工荷载进行堆载+真空联合预压分析。模型采用流固耦合的分析方法进行分析计算，评估真空预压与堆载预压效果及水平影响范围。

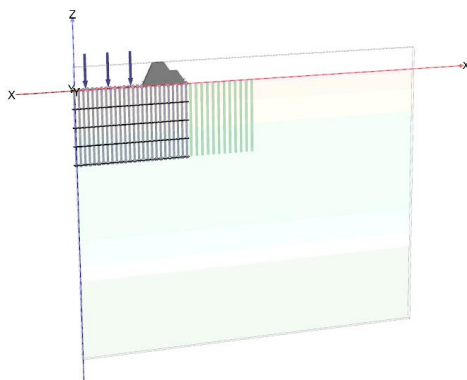


图 1 几何模型图

问题描述/PROBLEM

计算完成后出现警告提示（图 2），计算结果在保护桩右侧出现较大变形，与预想情况不符。

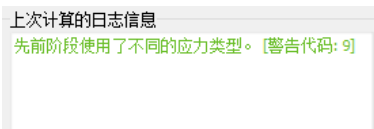


图 2 警告提示

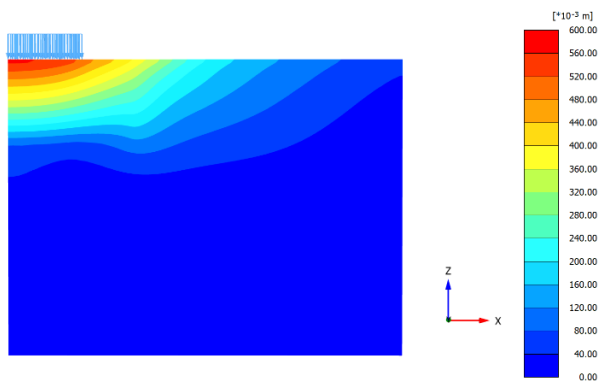


图 3 模型整体变形

解决办法 / SOLUTION

首先关于计算完成后出现的警告提示，该提示出现的原因是应力类型不匹配。在流固耦合分析中，程序默认使用毕肖普应力，即始终考虑非饱和区的吸力影响，而在初始应力生成和一般弹塑性分析中，程序默认采用太沙基应力，忽略非饱和区产生的吸力。出现该提示，在阶段设置中的变形控制参数中取消勾选“忽略吸力”选项即可。

对于孔隙水压力结果不合理的问题，检查真空预压的相关设置。原模型中，真空预压只布置了一个阶段，排水线单元的水头设置为-8.5，流固耦合计算持续 60 天（如图 4）。

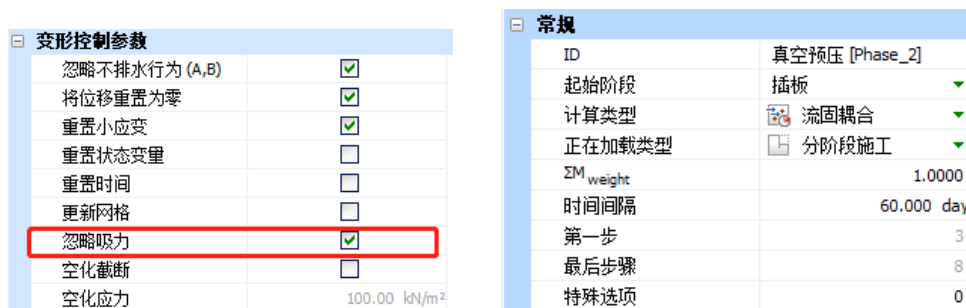


图 4 参数设置

在 PLAXIS 中，单个固结、流固耦合分析阶段由多个中间时间步组成，荷载在每个时间步是逐渐施加的。这样设置意味着，在 60 天内，排水板内逐渐抽真空到 85kpa。而实际情况是，8 天内逐渐抽真空到 85kpa，真空预压总时间为 60 天。所以，该问题需要分为两个阶段来模拟：

阶段一：流固耦合分析，设置时间为 8 天，设置排水线的水头为-8.5；

阶段二：流固耦合分析，设置时间为 52 天，设置排水线的水头为-8.5；

由于用户不理解分步加载迭代的过程机制，堆载预压中也出现了相同的问题，即堆载预压同样分为两个阶段：1、逐级堆载的过程；2、堆载的持续过程。

此外，流固耦合分析比常规的塑性计算需要更细的网格，在真空预压及右侧排桩区域，继续细化网格以得到相对精确的结果。

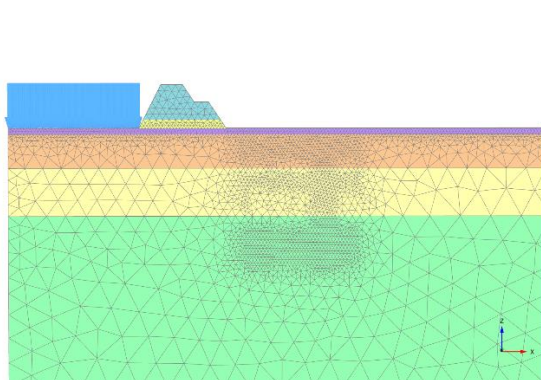


图 5 网格的设置

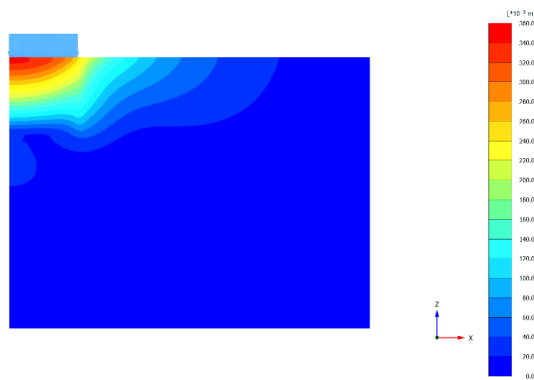


图 6 调整后的模型整体变形

编写：郭晓通

地铁车站基坑开挖中的荷载进程失败

本案例主要展示某地铁车站基坑分析中出现的荷载进程失败问题。



使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 3D CE V22



模型简介/MODEL

如图 1 所示，模型长约 150m，土层厚约 80m，自上而下分为 8 层，土层分布按实际勘察剖面进行简化建模。基坑支护结构和结构内墙采用板单元模拟，基坑的支撑结构采用锚锭杆单元模拟，坑边 20m 布置 20kpa 的均布荷载。模型分析目标为基坑整体稳定性、变形及结构内力。

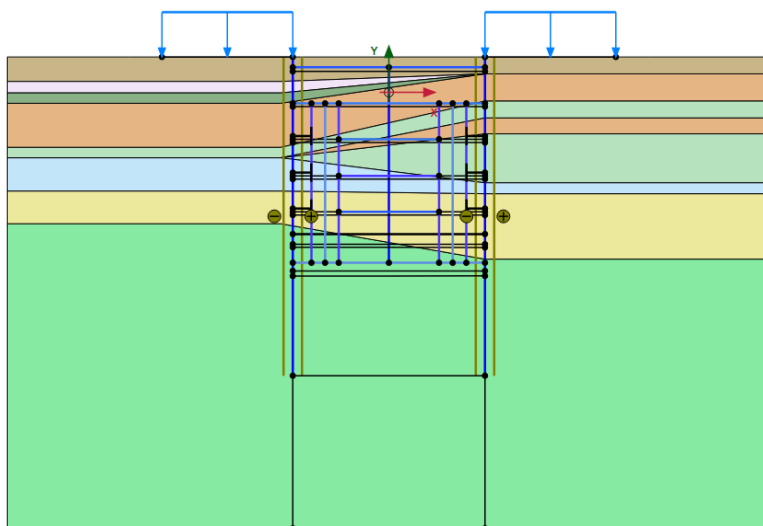


图 1 模型示意图



问题描述/PROBLEM

基坑在第二次开挖时计算无法收敛，出现“荷载前进步骤失败”的错误提示。

上次计算的日志信息

荷载前进步骤失败。 [错误代码: 103]

图 2 荷载进程失败错误提示



解决办法 /SOLUTION

“荷载进程失败”提示是一个通用的不收敛提示。类似于“土体倒塌”提示，首先应到后处理程序中检查该模型中土层内部出现的塑性行为位置及塑性应力点的类型。

如图 3（左）所示，首先检查增量位移云图，即计算步与计算步之间的位移差。检查发现基坑右侧支护结构周围在当前步产生了较大变形，同时对应查看该区域的塑性应力点分布（图 3 右），发现坑底以及支护结构右侧部分土体整体处于破坏状态。

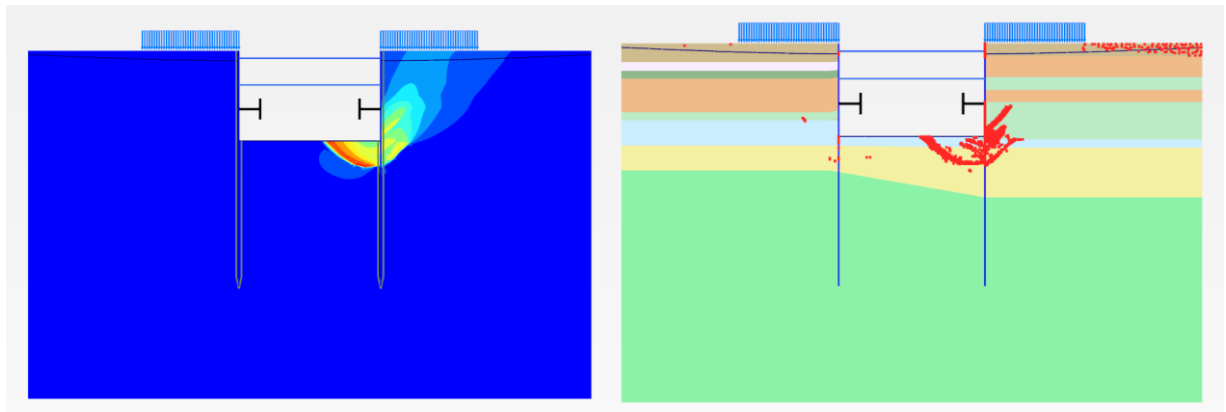
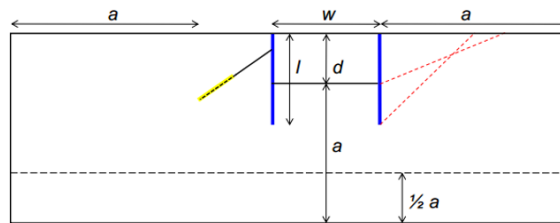


图3 增量位移云图即塑性应力点分布图

找到不收敛原因后，接下来检查模型设置，判断为什么支护结构两侧土体在该阶段会失稳滑移。

首先该模型存在模型范围不够的问题，对于基坑开挖问题，模型坑外水平方向范围的取值应该至少大于3倍的基坑宽度，1.5倍的支护结构长度（如图4），目前的模型范围扩大到约200米才能基本满足计算要求。



建议： 稳定性或者结构分析: $a \geq l$ and $a \geq 2d$

变形分析: $a \geq 1.5l$ and $a \geq 3d$

图4 基坑开挖问题的一般模型范围

在 Initial Phase 中发现计算方法错误。由于土层分布是非水平的，所以“KO 过程”方法不再适用，应采用“重力加载”方法。

名称	值
常规	
ID	初始阶段 [InitialPhase]
计算类型	KO 程序
正在加载类型	KO 程序
ΣM_{weight}	场应力
孔压计算类型	重力荷载
热计算类型	仅渗流
热计算类型	<input type="checkbox"/> 忽略温度
第一步	0

图5 非水平土层，初始应力计算应采用“重力加载”方法

检查地下水及基坑降水的设置，没有发现问题。

检查土层参数，所有土层均采用摩尔-库伦本构模型，无论砂土和黏土，排水类型都设置为了“排水”，完全忽略了超静孔隙水压力的影响，并采用有效强度参数 C' 和 ϕ' 。这里，对于基坑开挖问题，黏土建议采用“不排水 B”选项，并使用不排水抗剪强度 S_u 值控制黏土强度。

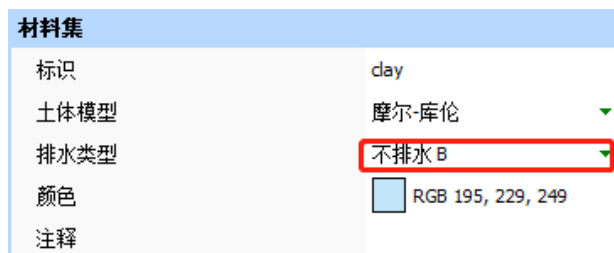


图 6 黏土+不排水选项

上述问题修改过后，尝试计算发现所有阶段均可以完整，基坑整体保持稳定。

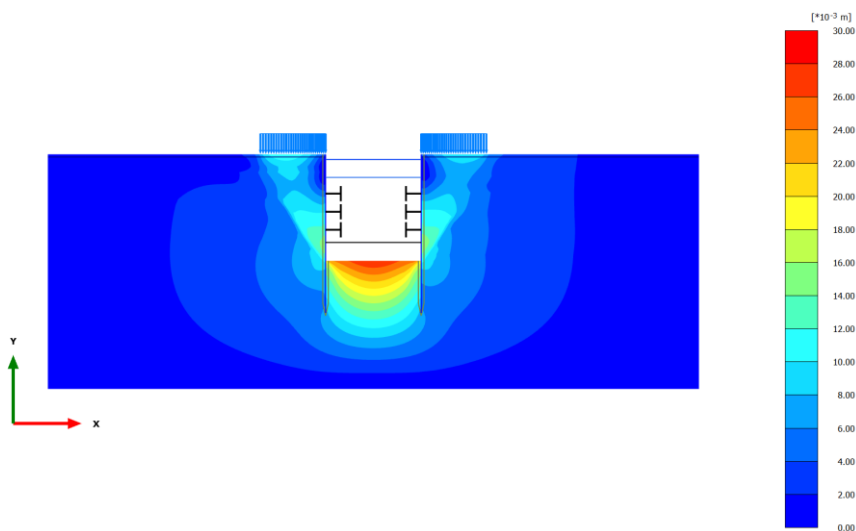


图 7 基坑整体位移云图

编写：郭晓通



Powered by **SAPFIRE**
SAFE v21.1.0
 新增及改进功能

SAFE 新增及改进功能

数据文件

- 中国材料库新增基于《高强钢结构设计标准 JGJ/T 483-2020》的高强钢材料

绘图与编辑功能

- “绘制”菜单栏新增“锁定捕捉绘图”命令，用于仅使用捕捉选项绘制对象。启用该功能时，只有当光标捕捉到某个位置时，才能绘制对象。这一功能可以与各种捕捉选项结合使用，以便精确控制对象的摆放位置。

详图功能

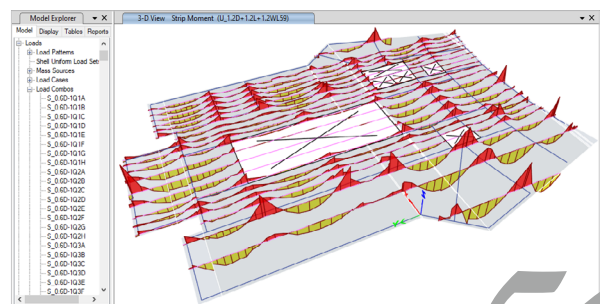
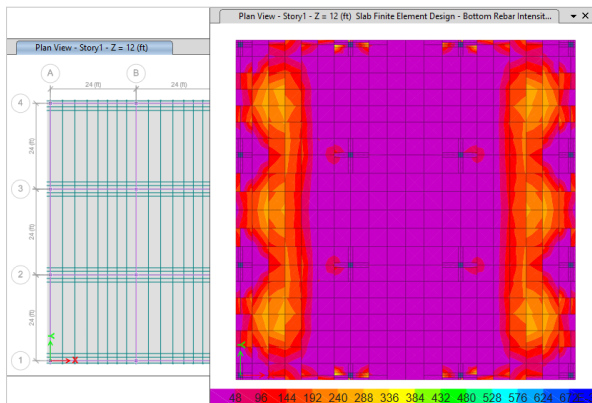
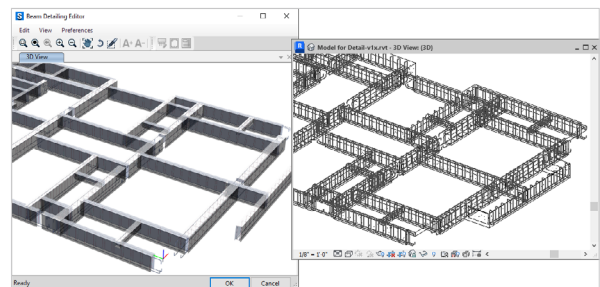
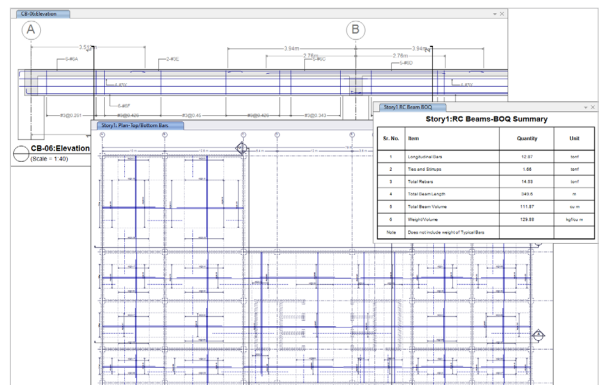
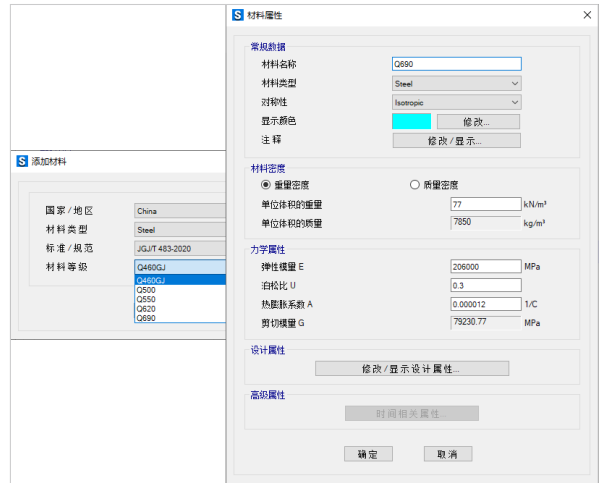
- 在 SAFE 的菜单栏中，增加“详图”主菜单。通过该菜单栏中的命令，可以完成混凝土和钢结构的详图设计以及图纸的生成和管理
- 现在可以通过 CSiXRevit™ 2023 插件将 SAFE 中梁和楼板的配筋信息导出到 Autodesk® Revit® 2023 中

设计功能

- 在基于有限元的楼板设计和开裂楼板挠度分析（短期和长期）中，SAFE 现在可以考虑从属面积范围内预应力钢筋的影响

输出与显示

- 新增框架和壳对象的开裂截面修正系数输出表格。
- 针对定义了大量荷载组合的模型，提高了板带力图形显示、板带力表格输出以及混凝土楼板设计的速度

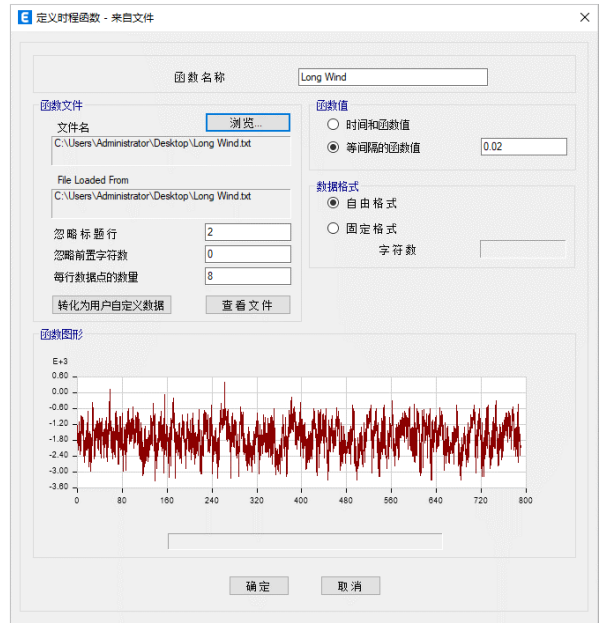




ETABS 新增及改进功能

加载功能

- 定义时程函数和反应谱函数功能得到进一步加强，包括以下几方面：
 - 在导入大型时程函数文件（例如风速记录）过程中，提升了处理速度和存储空间的效率；
 - 在运行分析模型被锁定后，可以增加或修改函数；
 - 无论是在本地计算机上还是通过网络读取数据，都提供了更多的控制权来定位函数文件。

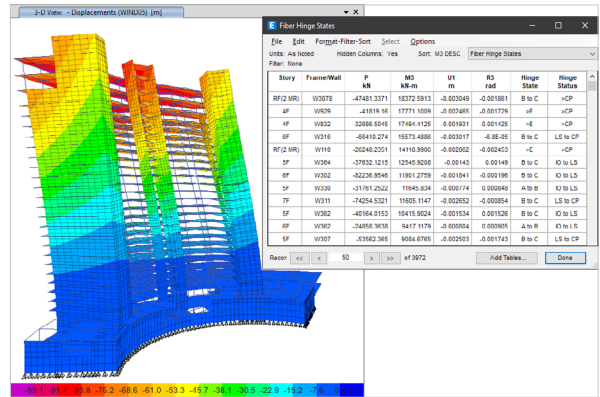


分析功能

- 对于大型分析模型和 / 或包含众多长时程函数（例如风速记录）的模型，优化了并行计算结果整理输出的效率，旨在提高速度、降低内存使用，并优化磁盘 IO。这将改善包含大量数据的表格输出和耗时较长的图形显示。

设计功能

- 新增基于欧洲规范 Eurocode 2-2004 和意大利规范 NTC 2008 的混凝土构件裂缝宽度验算，可用于正常使用极限状态下梁的抗弯设计以及柱的配筋设计或校核。程序将计算裂缝宽度、混凝土应力和钢筋应力，并将其与欧洲规范 Eurocode 2-2004 中规定的限值进行比较。

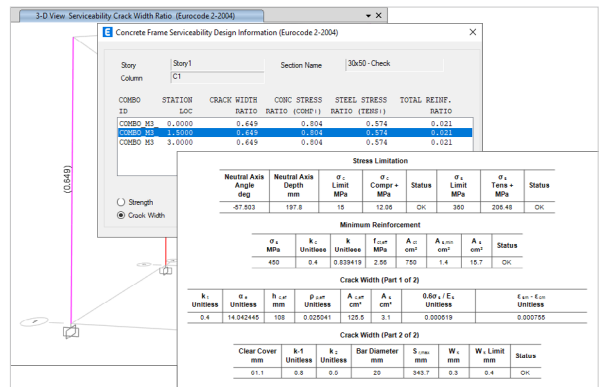


详图功能 DETAILING

- 新增在板和梁详图图纸中显示预应力钢束纵剖面的功能。在之前的版本中，钢束纵剖面只能在视图窗口的详图中显示，无法在用于打印和 / 或导出的图纸中显示。

中文版相关功能改进

- 中国材料库新增基于《高强钢结构设计标准 JGJ/T 483-2020》的高强钢材料。
- 修复了钢构件显示其截面类别出错的问题。
- 修复了当柱顶标高不同时，对柱顶端的识别问题。这会影响到柱内力调整系数的取值。
- 更新了混凝土构件的内力调整系数。对于一级框架柱移除其冗余的剪力调整系数 1.1，对于转换柱移除部分情况下冗余的调整系数 1.1。相应地，更新了中国规范技术手册的相关内容。





SAP2000 v25.0.0

新增及改进功能

SAP2000 25.0.0 新增及改进功能

用户界面

- 新增的树形模型浏览器可以帮助用户更快速便捷地查看模型细节也可用于定义或指定属性、施加荷载、设置显示选项或执行其它操作

结构模型

- 全新的针对框架对象的塑性铰指定方式，包括：梁柱端部、非均匀分布、等间距分布、连续的弹簧支座以及用户自定义

施加荷载

- 新增基于美标 ASCE 7-22 的自动风荷载、自动地震荷载和反应谱函数
- 新增基于加拿大规范 NBCC 2020 的自动风荷载、自动地震荷载和反应谱函数
- 基于加拿大规范 NBCC 2015 的自动风荷载、可以考虑空旷和粗糙地形的动力响应

结构设计

- 新增支持澳大利亚规范 AS 4100-2020 的钢结构设计功能

数据文件

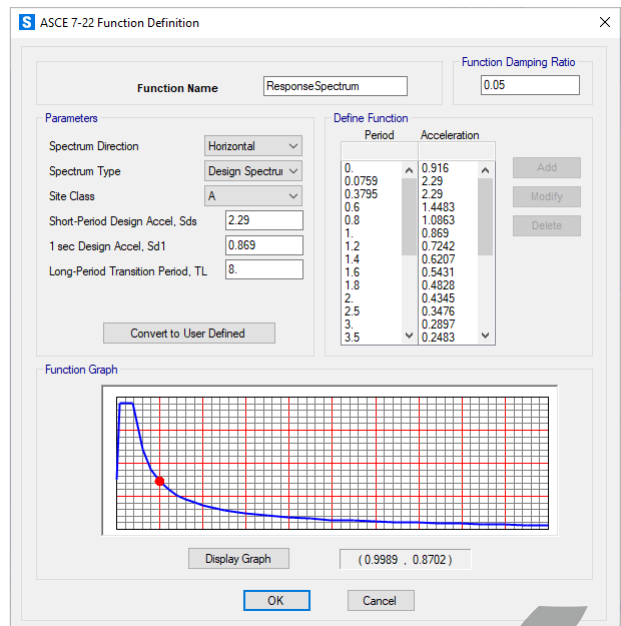
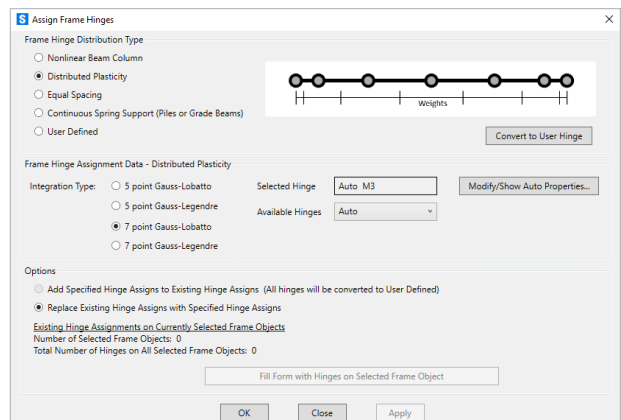
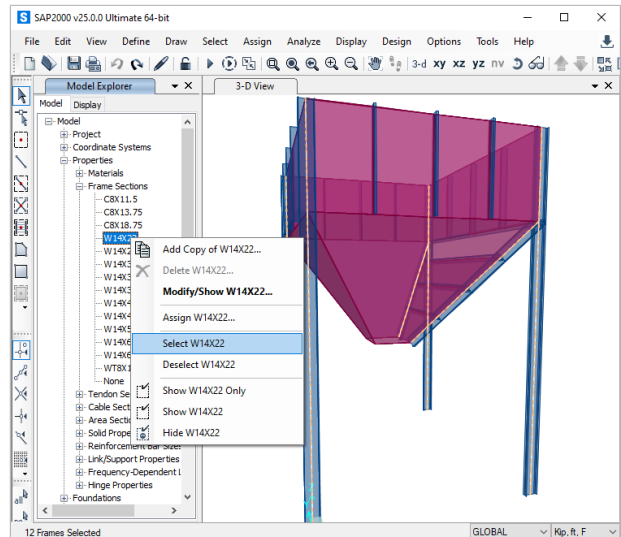
- 中国材料库新增基于《高强钢结构设计标准 JGJ/T 483-2020》的高强钢材料

数据库表格

- 新增单个数据行的细节表格，在【描述】栏中显示更多文字信息

中文版相关功能改进

- 新增基于《高强钢结构设计标准 JGJ/T483-2020》的高强钢材 Q500、Q550、Q620、Q690、Q460GJ。
- 修复钢结构设计细节中 Gamma_RE 数值显示有误的问题。



新增及改进功能



CSiBridge 新增及改进功能

桥梁建模

- 新增薄壁墩的参数化定义及其在桥梁模型中的指定
- 新增预制混凝土小箱梁的主梁截面，各个小箱梁之间可以设置为接触或分离，利用阶段施工分析可以控制各个小箱梁的灌浆顺序
- 新增圆弧形布局线

桥梁设计与评估

- 新增基于印度规范 IRC 112-2020 的混凝土柱强度设计
- 新增基于美国规范 AASHTO LRFD 2020 的混凝土柱在正常使用极限状态下的开裂验算
- 在钢桥和混凝土桥的设计和评估中新增加州修订选项，用于考虑加州对第 8 版 AASHTO LRFD 桥梁设计规范的内容修订

结构模型

- 全新的针对框架对象的塑性铰指定方式，包括：梁柱端部、非均匀分布、等间距分布、连续的弹簧支座以及用户自定义

数据文件

- 中国材料库新增基于《高强钢结构设计标准 JGJ/T 483-2020》的高强钢材

数据表格

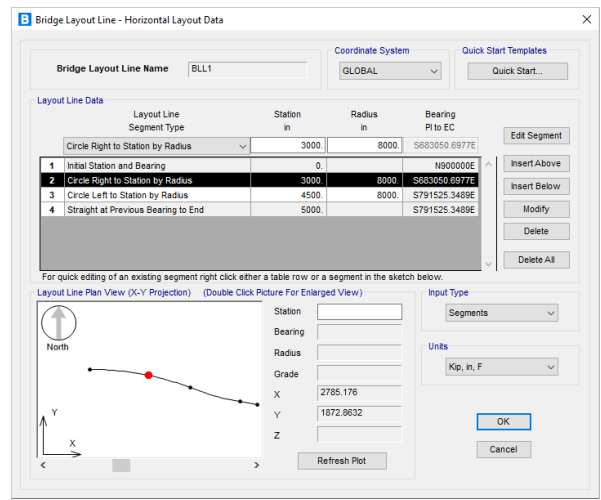
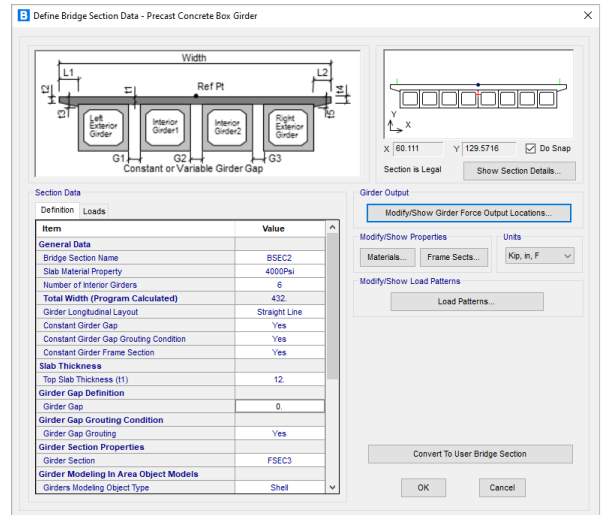
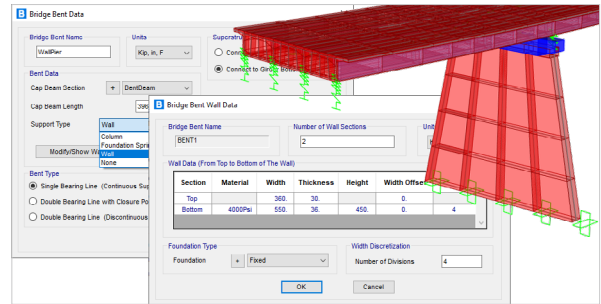
- 新增单个数据行的细节表格，在【描述】栏中显示更多文字信息

API 功能

- 新增可用于访问桥梁建模助手和桥梁对象的 API 函数

中国设计规范相关的功能改进

- 新增基于《高强钢结构设计标准 JGJ/T483-2020》的高强钢材 Q500、Q550、Q620、Q690、Q460GJ。
- 新增“CSiBridge 抗震分析手册（中文版）”，更新“CSiBridge 介绍”、“主要功能和术语”、“定义工作流程”、“上部结构设计手册”等中文技术文档





2023ETABS+DC 多高层结构抗震、 隔震设计实操培训班圆满落幕

ETABS 作为一款强大的结构分析软件，有着理论背景深厚、逻辑性强、分析功能强大等特点，受到国内外广大结构工程师的喜爱与认同，广泛应用于全球大量的多高层结构抗震设计和减隔震设计当中。由于 ETABS 在国内应用时存在一些局限性，如与国内工程师的建模习惯存在差异，对国内规范的支持程度不足，计算报告书和施工图不符合国内习惯等……为适应国内工程师需求，筑信达公司特开发了完善 ETABS 前处理和后处理的 CiSDesignCenter（简称 DC）软件，并推出了国标多模型设计模块和隔震设计模块，工程师仅需在 DC 中进行一些简单的参数设置，DC 便可自动完成 ETABS 模型的创建、分析和结果整理，并补充完成基于中国规范的构件设计和施工图绘制。

结合当前工程设计人员的需要，北京筑信达工程咨询有限公司在北京、华南、西南区举办” ETABS+DC 多高层结构抗震、隔震设计实操培训班”，通过某六层框架-剪力墙抗震结构设计案例和某五层框架隔震结构设计案例，带领大家完成多高层项目在 ETABS+DC 中的全过程设计，并通过隔震设计专题讲解，解决设计人员做隔震设计的常见问题。

本次培训参与工程师关注度较高，北京总参加人数达到 72 人，其中高校参加人数 16 人，企业报名人数 56 人；华南区培训参会人数 114 人；西南区培训参会人数 40 人。

每期培训均为两天培训课程，讲师深入浅出的将计算原理、规范取值等和软件操作相结合，思路清晰，明了易懂，培训强调了隔震设计专题。讲师深入剖析了隔震设计中常见的问题，并提供了针对性的解决方案。这些专题讲解不仅帮助了设计人员解决了实际工作中遇到的难题，也提升了他们对隔震设计理论的理解和应用能力。

培训现场大家都积极的参与到学习和讨论中来，课堂中老师走下讲台交流学习，学员们也抓住机会纷纷提出自己的疑问，老师一一耐心解答。会后收到很多工程师的积极反馈，对内容设置和培训老师的精彩讲解都一致的给予好评。

“以前也没有系统的学习过减隔震的知识和操作，正好借这次学习，让自己更好的使用 ETABS。”

——ARUP 李工

“老师思路清晰，细节内容讲解透彻，希望能组织更多这种培训，讲解实际工程案例工程。后面马上会有相关的项目，要用你们软件来解决，希望跟筑信达保持密切联系。”

——天津市建筑设计院吕工

“老师讲解的案例特别实用，内容很详细。我们课题组已经在用了，希望会后可以提供试用，让更多同学学会软件。”

——北京建筑大学蔡同学

“正好借这次培训熟悉了软件，希望后面能提供试用，让我们更好利用软件完成此类项目。”

——航空规划院田工

在此也感谢参与的各位工程师，你们的认可是对我们努力最大的肯定，也欢迎更多的工程师关注和参与筑信达和各区代理商其他的线上和线下培训课程。

北京



西南区



华南区





2023 专题讲座：美标结构设计培训班活动报道

近些年随着海外项目越来越多，并且多以欧美标规范设计为主，结构工程师朋友们对欧美标体系的学习以及 CSI 系列软件的应用需求越来越强烈，为了让广大结构工程师朋友们更好地学习和掌握 CSI 系列软件在美标结构设计中的应用，由北京筑信达工程咨询有限公司联合中南建筑设计院股份有限公司、武汉百思通科技有限公司共同举办了此次“美标结构设计线下培训班”活动。



本次培训营的学习内容包括美标结构设计的基本流程和常见问题，以 SAP2000、ETABS、SAFE 为重点，再结合 IDEA 等产品，讲解从整体分析到节点计算、从结构设计到详图绘制等综合解决方案，以期帮助更多工程师朋友打开美标结构设计知识学习和工具应用之门。

本次专题培训通过线下面对面交流的形式进行，由于是收费培训所以没有进行线上同步直播。本次培训班共有 42 位工程师朋友们报名参加，实际签到参会人数 42 人，到会率达到了 100%，足以可见大家对本次培训班非常重视，对讲课内容非常认可，培训期间大家踊跃的跟授课老师交流实际工作中遇到的各种技术难题，并对此次培训内容给予了一致好评。

本次专题培训分为混凝土结构和钢结构两个部分进行，由筑信达技术部资深讲师郑翔和筑信达技术部总监吴文博两位老师进行项目案例讲解，两位授课老师在 SAP2000 的工程应用与美标设计方面都有非常丰富的项目经验。培训课程共 2 天时间，第一天主要是针对美标钢筋混凝土结构中的结构建模要点、荷载施加、结构大指标、美标的设计要点等知识点进行了详细的剖析解读；第二天主要是讲解了美标的钢结构设计方法，钢构件设计和钢节点验算的各项参数设置与注意事项，并介绍了美标基础与楼板设计的方法与要点。最后参会人员同授课老师就日常使用问题进行了深入的探讨交流，反响非常热烈。

通过本次培训，让广大有海外项目设计需求的工程师朋友们对 SAP2000、ETABS 在美标项目结构设计应用过程中的设计细节与理论体系有了一个较为全面的认识。参会的工程师同仁对两位老师的授课评价非常高，都认为此次专题培训对他们的日常工作起到了很强的指导意义，纷纷希望能多举办类似的培训活动。



供稿：倪超



2023 年中国隧道与地下空间大会 CTUC 参展报道

10月13日至15日，北京筑信达工程咨询有限公司受邀参与了中国隧道与地下空间大会 CTUC，并在展区布置了展台。

现场参会的主要是隧道与地下工程相关的勘察、设计、施工、高校、设备商。有中铁八局、中铁第四勘察设计院、西南交通大学等重点客户群体。会议主题是针对隧道与地下工程现状与前景进行探讨。

此次参会，帮我们更深入的了解了隧道与地下空间的客户群体，有助于我们深挖这类客户的需求，提升我们在行业里的影响力。

会议期间，我们也收到了 CTUC2024 年会务组的参展邀请，期待筑信达的产品与服务能在隧道与地下空间行业略尽绵薄之力。

筑信达 PLAXIS 线上专题进阶培训班报道

北京筑信达工程咨询有限公司于8月9日-10日举办了 PLAXIS 专题进阶网络培训班。线上100人参加了培训。

连续两个半天的课程，我们把工程师建模分析计算过程中常见的技术难点，逐一做了分析讲解。包括：岩土体与结构的行为模拟、边界条件、计算类型与计算控制等。

此次培训，受到了大家的广泛认可。会后很多人都联系销售人员要求获取课件及录屏，以便后期学习。

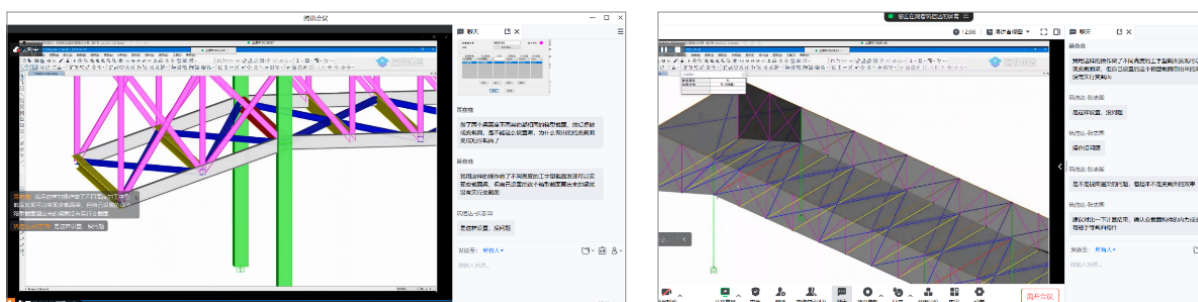
期待技术部门能分享更多的技术内容给广大工程师。





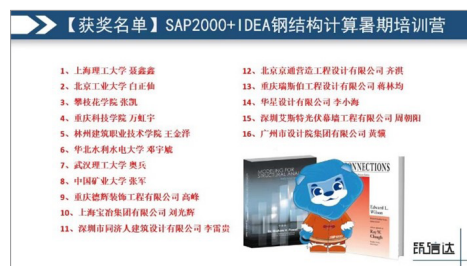
【活动报道】SAP2000+IDEA 钢结构计算暑期培训营

为拓展高校市场，有效利用已有视频资源，本次培训营首次采取了录播 + 直播的培训形式，前期收集报名信息以及问题需求，从报名整体情况上看企业用户占比很大，高校只有 40 余家，未达到预期高校数量，前期客户邀请还需增强，其次总报名人数与每次课程参与人数相差较大，每次课程在线人数较为稳定。



本次培训营共分为八次课程，培训课程由浅入深，从基础入门到进阶，再到应用训练，理论与实操相结合，内容丰富。用户关注度较高，总报名人数达到 440 余人。每次课程用户提问很积极，超出了预期效果，从互动提问情况上看也是企业工程师们问题更多。部分用户反馈案例有些陈旧，希望实操的细节讲的更清晰些，多结合项目实例进行讲解。本次培训营 SAP2000 的培训占比较大，涉及到 IDEA 的内容较少，通过用户们的反馈可以看出大家对 IDEA 的关注度还是很高的，后期再开展会更注重 IDEA 的培训。此次培训营在平台管理方面做得不错，每次课程开始前我会将培训课件提前上传至腾讯会议，用户可以及时查看和下载当天课程的 PDF 课件资料，培训过程中及时发布内容公告，包括每次课程提前做开场白，PPT 展示讲解培训营内容与安排，并且培训期间全程在线，负责的技术工程师也是全程在线，及时答疑，用户反馈答疑高效且及时。培训营设置互动福利奖品，并且结束后提供课件、模型以及回放视频发送到每位报名用户的邮箱里。

通过本次培训活动，提高了客户对于公司及软件的关注度，扩大影响力，提升了老师学生们对软件的应用能力，拓展了高校市场。



供稿：王晋京

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

(请注明“技术通讯”投稿)

期待与你的相识!

你是我的菜




CiBRIDGE
SAP2000
ETABS
SAFE
PERFORM3D
CiDesigner
CiSGTCAD
CiModelCenter
CiOpenSteel
CiDesignCenter

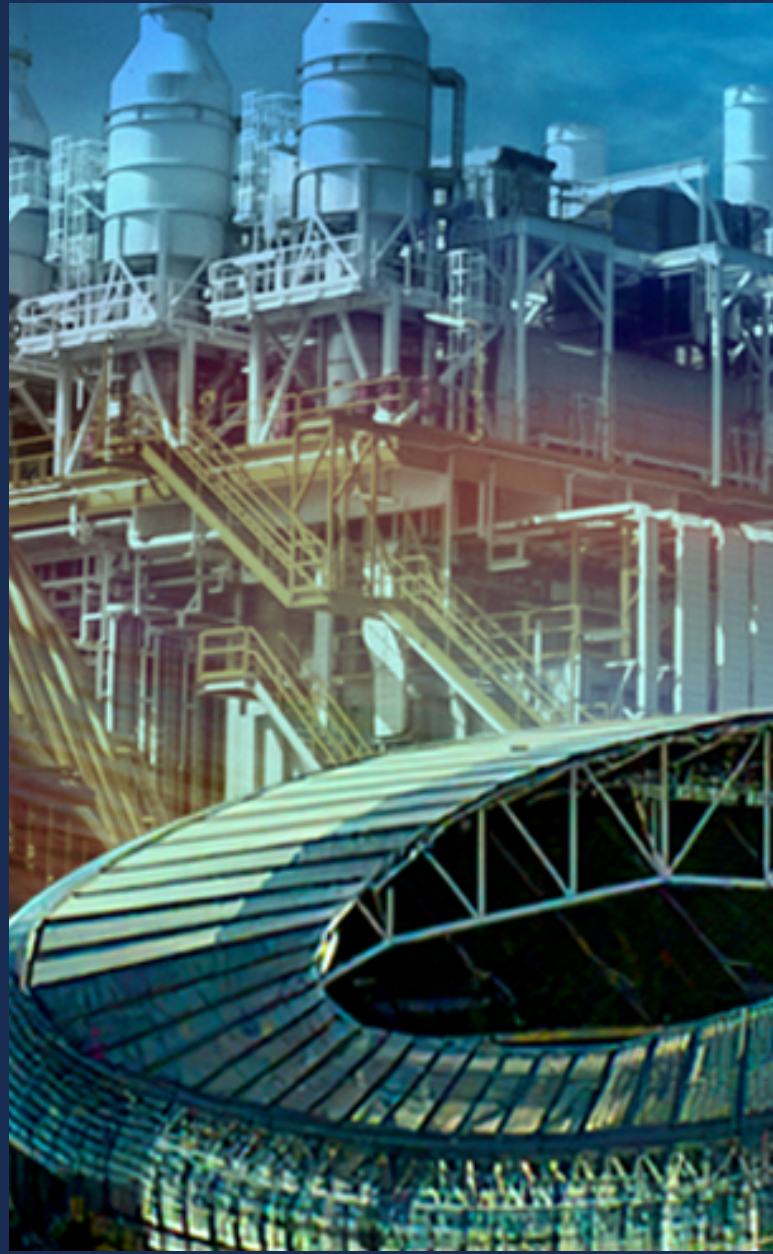
PLAXIS

 **SPIDER**
Detailer of Structures

IDEA

 **WindPower**
智慧风基

**DEEP
EX**



在线支持
support.cisec.cn



网络课堂
www.cisec.cn



知识库
wiki.cisec.cn



视频教程
i.youku.com/bjcisec