

DC

新品发布

筑信达DC减震设计软件

DC软件共筑计划

聆听您的声音 • 共塑DC未来



扫一扫
参与
DC软件
共筑计划

DC

- 筑信达 DC 减震设计软件的整体解决方案
- 构件挠度的计算方法与案例分析
- SAP2000 稳态动力学分析要点解析
- 某坝区三维地质 Leapfrog Works 模型展示
- 海上风电场地的三维地质 Leapfrog Works 模型展示



主 办：北京筑信达工程咨询有限公司

主 编：李 立

文字编辑：王 希

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

Content

— 专题文章 —

筑信达

筑信达 DC 减震设计软件的整体解决方案 1



构件挠度的计算方法与案例分析 7

SAP2000 稳态动力学分析要点解析 12

SEEQUENT

某坝区三维地质 Leapfrog Works 模型展示 17

海上风电场地的三维地质 Leapfrog Works 模型展示 21

— 工程应用常见问题案例解析 —

楼板传递荷载差异对梁配筋的影响 24

柔性光伏支架阶段施工不收敛 27

混凝土徐变引起的内力变化 29

减震结构楼层加速度异常 31

隔震器出力与相连支墩内力不平衡 34

美标地震作用手算和程序不一致 37

美标节点抗剪承载力问题 39

撬力对柱脚节点底板抗剪验算的影响 41

双角钢斜撑的螺栓拉力 44

河道与岸坡处理对邻近铁路的影响 46

分析隧道开挖对邻近基础影响时出错 49

新版发布 51

活动报道 55



筑信达 DC 减震设计软件的整体解决方案

筑信达 吴文博 刘慧璇

具有强大非线性分析功能的 ETABS 在减隔震设计领域应用广泛，一直是减隔震项目的优选工具。DC 减震设计软件是“筑信达结构设计软件 CiSDesignCenter”（简称 DC）最新扩展的模块，该模块以 ETABS 作为分析引擎，可实现参数化布置消能器、时程迭代消能器的等效刚度、自动计算附加阻尼比、反应谱与时程分析包络设计、大震子结构校核的全流程减震设计。

DC 减震设计软件的设计流程可参考图 1，下文将对 DC 减震设计软件的具体功能做详细介绍。

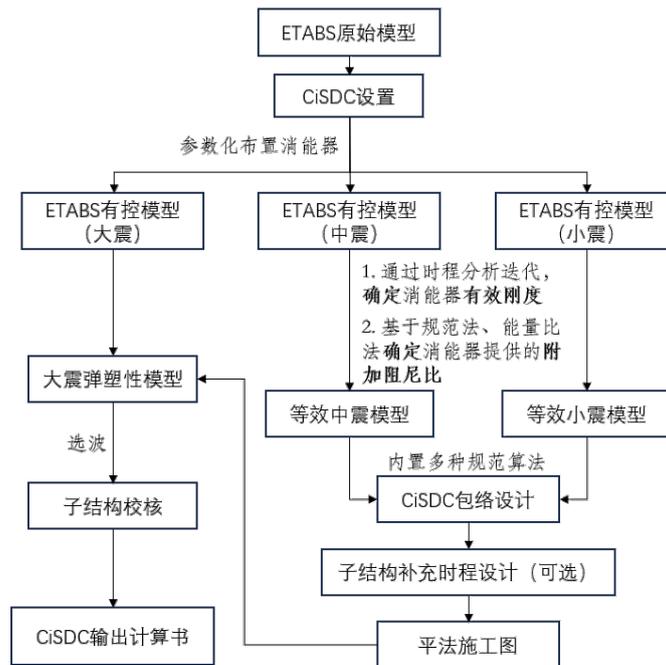


图 1 DC 减震设计流程图

1. 减震工程的创建与管理

DC 在一个减震工程（det 文件）中完成了多个模型的管理，包括无控模型、小震有控模型、中震有控模型和大震弹塑性模型。用户仅需在新建工程时选择初始的 ETABS 无控模型，DC 将在无控模型的文件路径下自动创建 det 减震工程文件和“减震模型”文件夹，如图 2 所示，文件夹中包括了 DC 创建的小震有控模型、中震有控模型、大震弹塑性模型以及分析过程中用到的地震波文件。



图 2 减震工程的管理

一个减震工程的分析和设计完成后，该减震工程中管理的所有模型数据均存储在 det 文件中，直接在 DC 中打开 det 文件，便可查看该减震工程的所有分析和设计结果。

2. 快速生成减震模型

用户可通过 DC 在无控模型基础上，快速布置阻尼，并生成相应的有控模型。用户可通过 DC 进行阻尼器的定义，现阶段支持的阻尼器类型有黏滞阻尼器、金属剪切阻尼器和屈曲约束支撑，其中黏滞阻尼器 (VFD) 使用指数型 damper 单元模拟，金属剪切阻尼器 (MD) 和屈曲约束支撑 (BRB) 使用 Wen 塑性单元模拟。阻尼器参数的定义见图 3。应当注意的是，阻尼器定义时，非线性自由度目前不可修改，默认为黏滞阻尼器和屈曲约束支撑的非线性自由度方向为 U1 方向，金属剪切阻尼器的非线性自由度方向为 U2 方向。



图 3 阻尼器定义

用户还可以通过 DC 完成阻尼器的快速布置。目前 DC 支持常见的撑式布置和墙式布置，如图 4 所示。用户只需进行一些参数化设置后，即可在 DC 的三维视图中，点击相应得框架梁即可自动布置，对于墙式布置的金属剪切阻尼器，DC 会自动旋转连接单元的局部轴，使连接单元的非线性自由度与墙体面内保持一致。同时 DC 还支持阻尼器在相似楼层中进行复制，并且可以自动识别子结构，如图 5 所示。

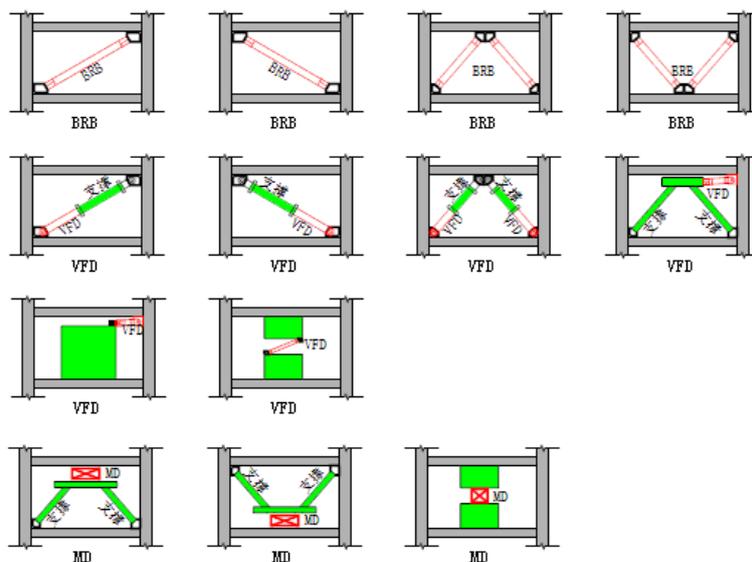


图 4 阻尼器布置类型

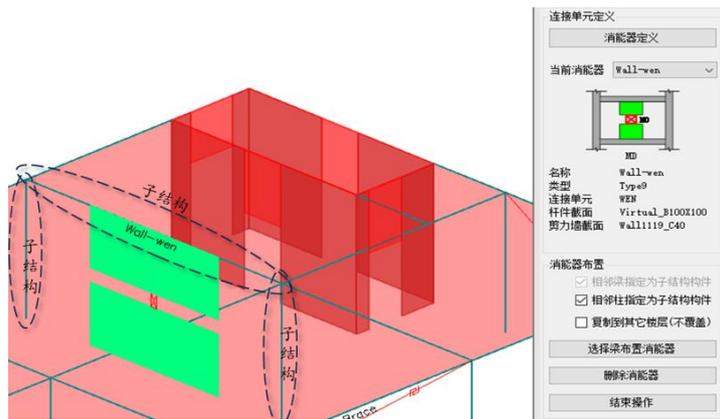


图 5 自动识别子结构

3. 有效刚度迭代

当模型中存在有位移型阻尼器（金属剪切阻尼器或屈曲约束支撑）时，需要计算位移型阻尼器的有效刚度。阻尼器的有效刚度会被用于反应谱分析，还对 FNA 时程分析和非线性直接积分时程分析中的阻尼计算产生影响。一般来讲，有效刚度对非线性时程分析的影响仅限于阻尼部分，对楼层剪力、阻尼器出力等关键指标影响很小，通常可忽略；而有效刚度会直接影响结构的周期，对反应谱分析的影响会更大一些。

DC 目前采用时程方法对阻尼器的有效刚度进行迭代，有效刚度取时程分析结果中的最大出力与最大位移的比值。程序会默认进行 2 次迭代，试算表明，2 次迭代可保证误差控制在 5% 之内。另外，地震波的选择也会影响有效刚度的数值。DC 使用人工波进行有效刚度迭代，相比于天然波，人工波可以更好的匹配反应谱，计算效果更佳，并且用户可控制人工波的数量，最大程度的使人工波的平均谱与反应谱函数匹配，如图 6 所示。

现结合一个实际工程案例研究地震波的数量与连接单元的有效刚度和反应谱楼层剪力的关系。某钢框架结构，共 7 层，抗震设防烈度 8 度 (0.2g)，特征周期 0.4s，1~5 层的 X 向和 Y 向分别布置了 4 套 BRB 和 2 套 VFD，如图 7 所示。经计算，人工波数量与连接单元有效刚度之间的关系如图 8 所示，人工波数量与反应谱楼层剪力之间的关系如图 9 所示。



图 6 人工波参数设置

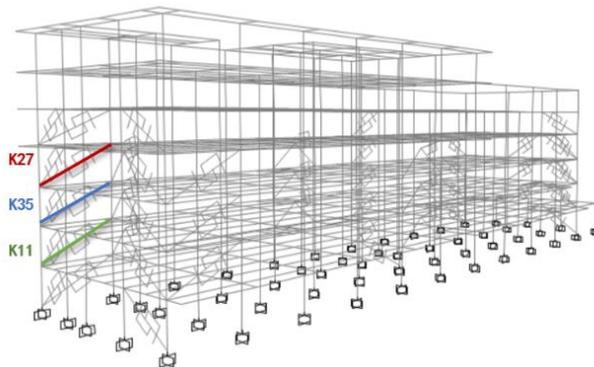


图 7 框架结构三维视图

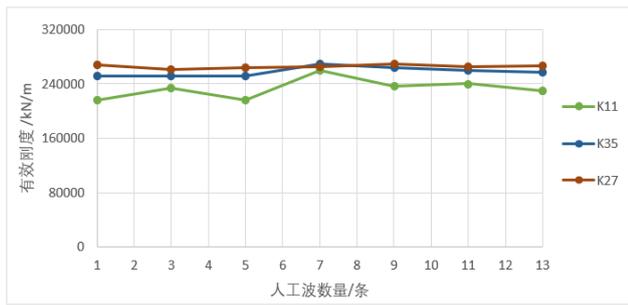


图 8 人工波数量与有效刚度之间的关系

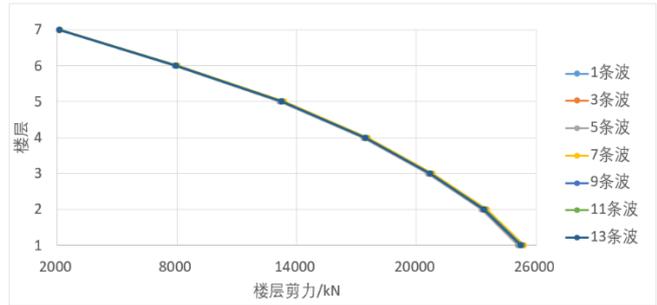


图 9 人工波数量与反应谱工况下楼层剪力之间的关系

可以看出，不同楼层位置处的阻尼器，因各层层间位移不同，会导致有效刚度上存在差别；不同数量的地震波对阻尼器的有效刚度值会产生一定的影响，但是影响并不大，当地震波数量较大时，有效刚度值趋于稳定；由于阻尼器刚度占结构总体刚度的比重并不大，地震波数量引起的阻尼器有效刚度差异，并未在楼层剪力中得到明显体现。地震波的数量对连接单元的有效刚度和反应谱楼层剪力影响并不是很大，用户可以权衡分析时间与计算精度，选择合适的地震波数量。

另外，计算有效刚度时，应分别针对小震有控模型和中震有控模型进行迭代，以便得到精确的小震等效模型和中震等效模型。

4. 附加阻尼比计算

用户可通过 DC 软件进行选波及时程工况的定义，并调用 ETABS 完成时程分析。如图 10 所示，DC 内置了地震波库（由华南理工大学韩小雷教授提供），可自动根据规范谱生成人工波，也支持用户手动导入地震波。DC 提供了两种选波方式：人工选波和基于规范要求的自动选波，并输出选波报告。DC 可依据有效持时裁剪地震波。选波完成后，可在 DC 更加高效地完成时程工况的定义，并自动转换至 ETABS 模型中。

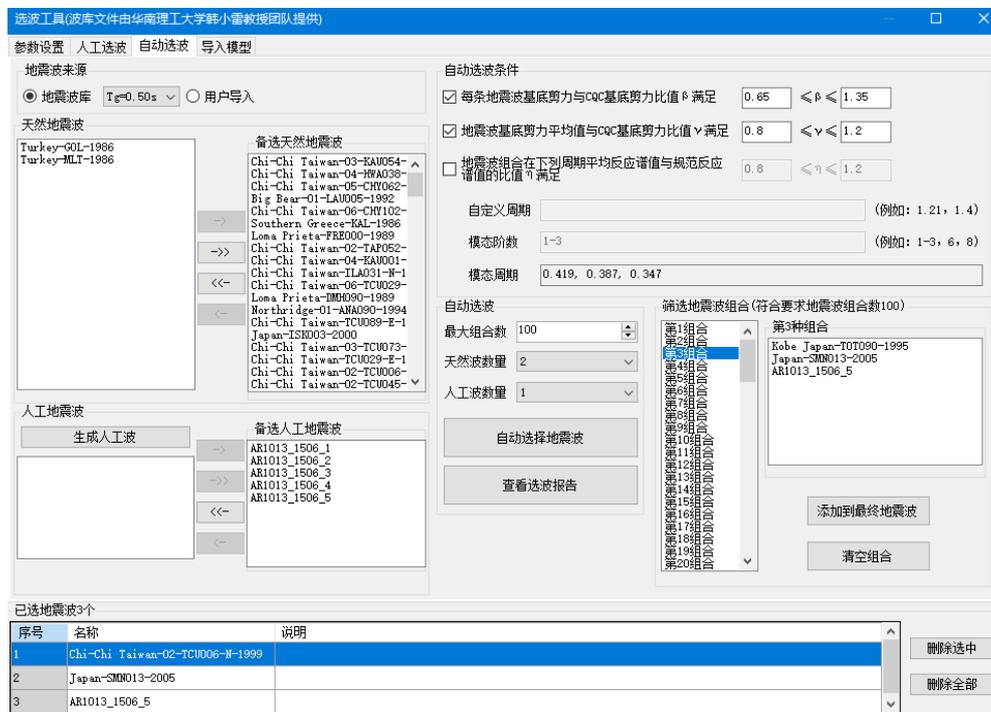


图 10 选波工具

分析完成后，程序会给出两种方法计算附加阻尼比：规范法和能量法，分别如图 11 和图 12 所示。



图 11 基于规范法的附加阻尼比计算

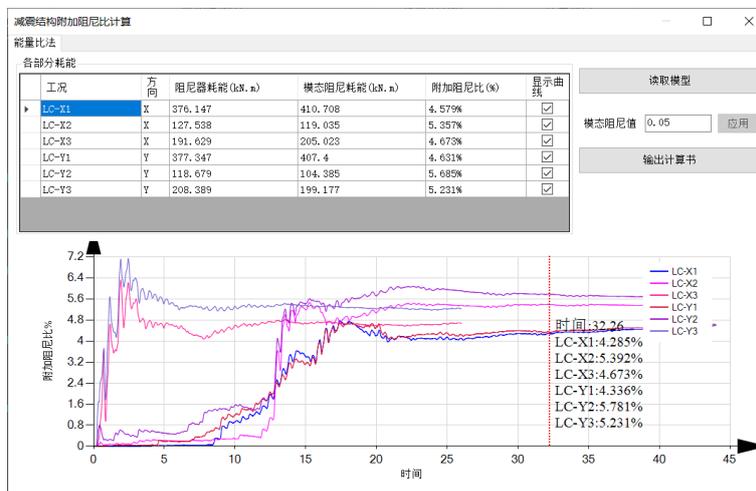


图 12 基于能量法的附加阻尼比计算

关于这两种附加阻尼比的计算方法可参考技术通讯文章：[《减震结构附加阻尼比的计算方法》](#)。

用户应分别对小震有控模型和中震有控模型计算附加阻尼比，计算完成后将总阻尼比（结构阻尼比与附加阻尼比之和）分别设置于小震有控模型和中震有控模型的反应谱工况中，DC 会自动的调整 ETABS 模型。如图 13 所示，左侧为 DC 的对话框，右侧为 ETABS 的对话框。通过 DC 设置的阻尼比，将自动识别到 ETABS 模型数据中。

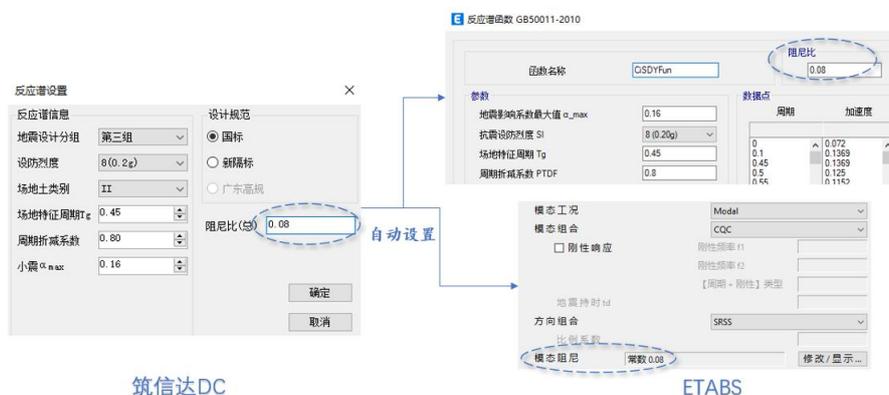


图 13 反应谱工况中总阻尼比设置

5. 构件设计

对于减震结构的构件设计，一般需要将主体结构 and 子结构分开。对于主体结构，用户可以考虑小震设计还是中震设计，或者进行小震与中震的包络设计，其中，小震设计与常规抗震设计基本相同，不再赘述。而对于中震设计，DC 支持用户选择使用云南地方标准《建筑消能减震应用技术规程》（简称云南地标）或《基于保持建筑正常使用功能的抗震技术导则》（简称导则）。

而子结构设计可在主体结构的设计方法基础上，考虑通过时程方法进行子结构的设计，子结构的内力取自于附加阻尼比计算时的时程结果包络值，当存在多个时程工况时，用户可以设置取时程结果的最大值或平均值。采用时程方法进行子结构的设计，可以避免黏滞阻尼器在反应谱工况下无法出力的问题，并且可以考虑真实的能量耗散，而不是一个等效阻尼比。同时 DC 还提供了大震下子结构校核所采用的材料强度选项，见图 14。



图 14 减震设计选项

6. 大震弹塑性分析

用户可通过 DC 软件快速的生成弹塑性模型，如图 15，这需要用户生成相应的施工图，或从 PKPM/YJK 中导入施工图信息，程序会依据这些实配钢筋信息生成弹塑性模型。需要注意的是，对于减震结构，工程界存在两种做法，一种是子结构设置塑性铰（弯曲铰），允许子结构屈服，但分析完成后，应校核子结构是否发生剪切破坏；另一种是子结构不设置塑性铰，保持弹性，分析完成后，应校核子结构的弯曲和剪切强度，校核使用的材料强度在图 14 中设置。这两种做法，DC 都支持。



图 15 快速生成弹塑性模型

7. 小结

具有强大非线性分析功能的 ETABS 在减隔震设计领域应用广泛，其分析的高效性和稳定性获得了很多工程师的信赖。但使用 ETABS 进行减隔震分析设计时，用户需要掌握连接单元、非线性工况等相关参数的含义，使用门槛偏高，缺乏经验的工程师易出错；此外，ETABS 计算结果丰富，但是未能形成实用的减隔震设计报告，整理工作量大；并且没有实现我国减隔震设计的相关规范。DC 软件很好地解决了以上这些痛点问题。通过本文对 DC 减震设计基本流程与各项功能要点的介绍，可以看到 DC 可以实现参数化布置消能器，大大提高了建模效率；通过时程分析迭代消能器的等效刚度，可以得到精确的小震和中震等效模型；依据时程分析结果自动计算附加阻尼比，减少了用户工作量；实现主体结构的小震与中震的包络设计，以及子结构的反应谱与时程分析包络设计；一键式生成大震弹塑性模型，并依据分析结果生成计算书以及子结构的大震校核。

至此，DC 软件的减隔震模块为我国的减隔震结构设计提供了完整的解决方案，“ETABS+DC”将成为我国工程师们进行减隔震设计的有力工具。（关于 DC 隔震设计模块的介绍请参见[“筑信达 DC 隔震设计软件的隔震解决方案”](#)和[“筑信达 DC 隔震设计软件对三本设计规范的实现”](#)）

构件挠度的计算方法与案例分析

筑信达 王希 张志国

挠度验算是结构正常使用极限状态验算的重要组成部分，各个规范都规定了受弯构件的挠度限值。由于混凝土受弯构件的挠度计算需要考虑受拉钢筋，本文仅讨论钢结构受弯构件的挠度计算。SAP2000 在分析阶段和设计阶段均可输出挠度值，分析阶段通过构件的挠曲线查看，设计阶段在构件挠度校核的设计细节中输出。

1. 位移计算

挠度是相对于构件一端或两端的线位移，所以在介绍挠度之前需要首先介绍构件位移的计算。SAP2000 输出的位移有两类：一类是节点位移，另一类是通过挠曲线近似微分方程拟合的位移（以下简称拟合位移）。

1.1 节点位移

节点位移是有限元分析的精确解，可以考虑构件的各种变形形式，类似于结构力学中的单位荷载法。注意，此处所说的节点既包括对象节点，也包括自动剖分生成的有限元节点。节点位移可以通过变形图或表格查看，在变形图中移动光标可以直接“捕捉”节点位移值，单击右键后也可以“弹窗”显示，如图 1 所示。

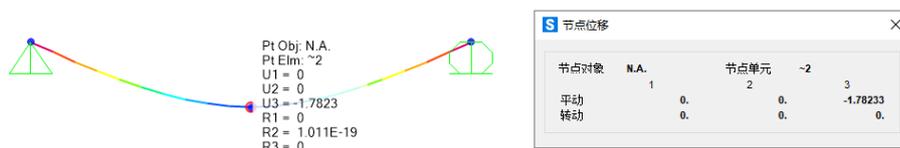


图 1 变形图中查看节点位移的两种方法

1.2 拟合位移

利用构件的挠曲线近似微分方程拟合的位移具有一定的近似性，更适用于细长杆件。该方法仅考虑构件的弯曲变形，忽略剪切变形或扭转变形对位移的贡献。SAP2000 中的拟合位移分为两种：

第一种是对分段线性的弯矩图进行积分，随着测站数量的增加可以逐步逼近理论解，在设计阶段输出的挠度值采用该方法计算。关于该方法的更多内容，请参考知识库文档《[框架对象的挠曲线](#)》。

第二种是直接对整个构件的弯矩图进行积分，相当于“简化版”的挠曲线近似微分方程，在结构变形图中以“三次曲线”拟合的位移值采用该方法计算。关于该方法的更多内容，请参考知识库文档《[两端固定的等截面梁的跨中位移（二）](#)》。

2. 挠度计算

挠度是指构件变形后横截面形心（即轴线上的点）在垂直于轴线方向上的相对位移。虽然横力弯曲的构件内力包括弯矩和剪力，但钢结构工程中的构件跨度一般均超过截面尺寸的十倍以上，因此剪力对挠度的影响很小，可以忽略不计。因此，挠曲线近似微分方程忽略剪力对挠度的影响，符合大多数钢结构构件的设计要求。

在分析阶段通过挠曲线查看挠度或在设计阶段通过构件设计细节查看挠度，二者计算挠度的方法都是挠曲线近似微分方程的拟合位移，但在显示或输出时有所不同：

- ① 分析阶段挠曲线中的挠度在没有节点的位置显示拟合位移，在有节点的位置显示节点位移（稍后将进行验证）。
- ② 设计阶段的挠度只输出测站位置的拟合位移，计算精度仅取决于框架对象的测站数量。默认情况下，梁的测站间距为最大 0.5m，足以满足钢结构设计中挠度计算的精度要求。

此外，设计阶段的挠度校核只针对水平构件，支撑、柱或斜梁等非水平构件的挠度需要在构件的挠曲线中查看。

2.1 分析阶段查看挠度

在框架内力图中右击构件，弹出的框架对象隔离体图中包含挠曲线图，如图 2 所示。SAP2000 提供“绝对值、相对于最小值、相对于两端”三个选项，工程中通常查看相对于两端的挠度值。在右侧数值区域可以滚动显示任意位置的挠度值或直接显示最大值。挠度的方向沿框架对象的局部 2 轴，并且沿-2 轴方向输出正的挠度值。

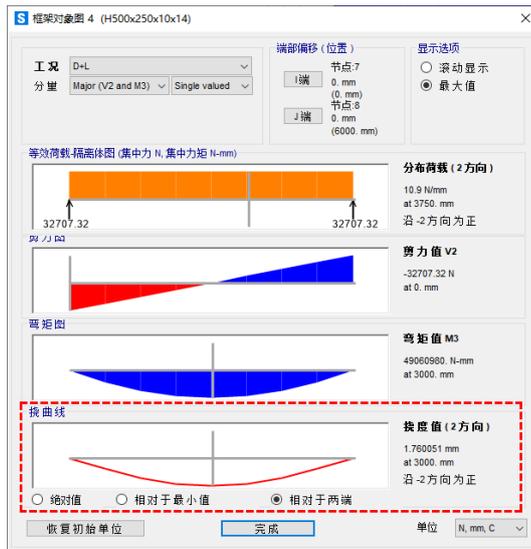
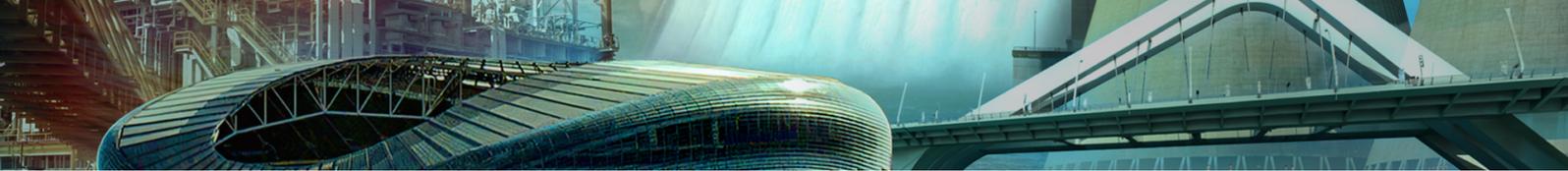


图 2 分析阶段查看挠度

2.2 设计阶段查看挠度

- 1) 钢框架设计首选项的【挠度校核?】选择“是”，同时查看或输入挠度限值。关于钢框架设计首选项中挠度校核的更多参数解释，请参考筑信达知识库文档《[挠度校核参数设置](#)》。
- 2) 选择用于挠度校核的设计组合或采用软件基于所选规范自动生成的荷载组合。以中国规范为例，用于挠度校核的设计组合包含“恒载标准值”和“恒载标准值+活载标准值”。
- 3) 完成钢框架设计后切换为“挠度”校核，软件会显示各个测站的挠度比并高亮最大值，点击【细节】按钮可查看构件设计细节，如图 3 所示。此外，SAP2000 v25.3.0 新增钢框架设计中关于挠度校核细节的数据库表格，可通过表格查看或输出。

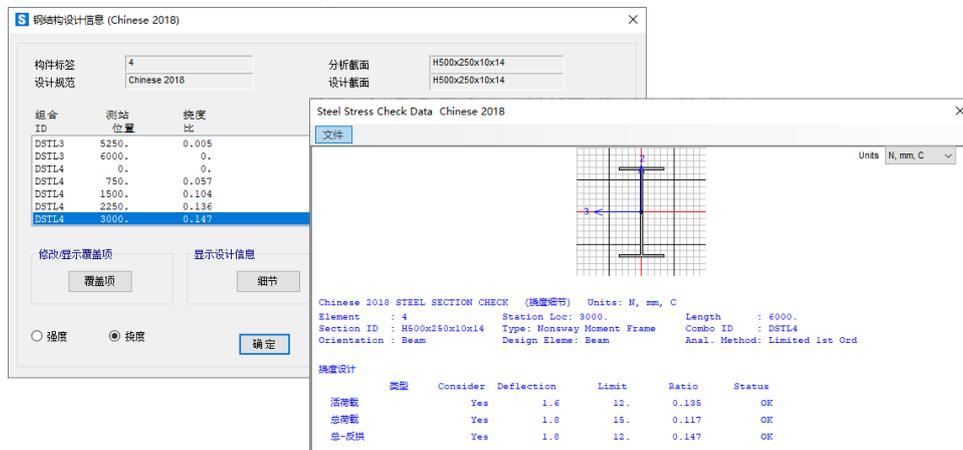


图 3 设计阶段查看挠度

3. 单跨筒支梁的挠度计算

如图 4 所示的单跨筒支梁，恒载为结构自重，活载为 10kN/m^2 的均布线荷载。挠度验算采用的荷载组合为恒载和活载的标准组合，跨中挠度最大。

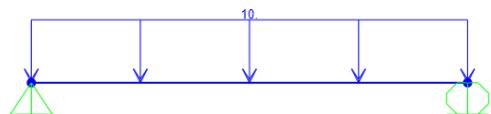


图 4 单跨筒支梁示意图

对上述模型考虑影响挠度计算的三个因素：构件变形是否考虑剪切变形，跨中是否布置节点，测站数量。依次在分析阶段和设计阶段查看各种情况下的跨中挠度值（相对于构件两端），验证软件中节点位移、挠曲线和设计挠度的区别与联系，计算结果如表 1 所示。



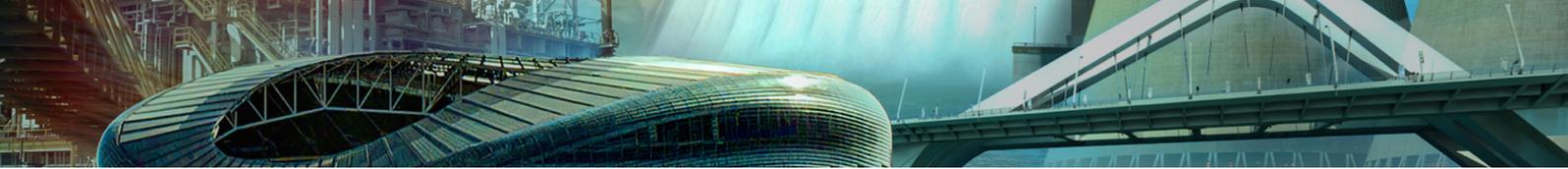


表 1 单跨简支梁的跨中挠度对比 (mm)

情况	考虑的构件变形	跨中节点	测站数量	挠曲线结果	设计挠度结果
①	忽略或考虑剪切变形	无	3	1.425864	1.4
			5	1.693214	1.7
			9	1.760051	1.8
			99	1.782329	1.8
②	考虑剪切变形	有	3	1.906174	1.4
			5		1.7
			9		1.8
③	忽略剪切变形	有	3	1.782331	1.4
			5		1.7
			9		1.8

在情况 ① 中，跨中未布置节点的简支梁挠曲线为拟合位移，随着测站数量的增加逐步接近理论解。可以看到，当测站数量增加到 99 时，跨中挠度 (1.782329mm) 接近情况 ③ 中的结果 (1.782331mm)。

在情况 ② 和情况 ③ 中，简支梁剖分成两段后在跨中布置节点，跨中挠度值不再随测站数量发生变化，此时的跨中挠度为有限元分析的节点位移 (相对于两端)。此外，情况 ② 的构件变形包含剪切变形，故跨中挠度较大；情况 ③ 仅考虑构件的弯曲变形，故跨中挠度较小。

注意，钢结构设计中的挠度值以构件的实际长度为准，仅输出挠曲线中测站位置处的挠度，忽略剪切变形和节点位移。因此，在【设计挠度】的列数据中，以上三种情况的测站数量由 3→5→9 变化，对应的设计挠度都是由 1.4→1.7→1.8 变化。

4. 案例分析

在实际工程模型中常遇到变形图结果、挠曲线结果以及设计挠度值相互不一致的问题。本节以两个案例为例，说明挠度计算的方法和影响因素。

4.1 冷弯薄壁型钢构件的最大竖向位移

对某固定光伏支架进行结构分析，檩条和斜梁均采用冷弯薄壁型钢中的 C 型钢。依次考察框架未剖分和剖分两种情况，查看在 +Y 向风荷载作用下的变形图和构件挠曲线。

1) 框架未剖分：变形图 (三次曲线) 的状态栏显示最大竖向位移 U_z 为 11.57mm，如图 6-1 所示。但是，对应构件的挠曲线最大挠度值 (绝对值) 为 12.22mm，如图 6-2 所示。

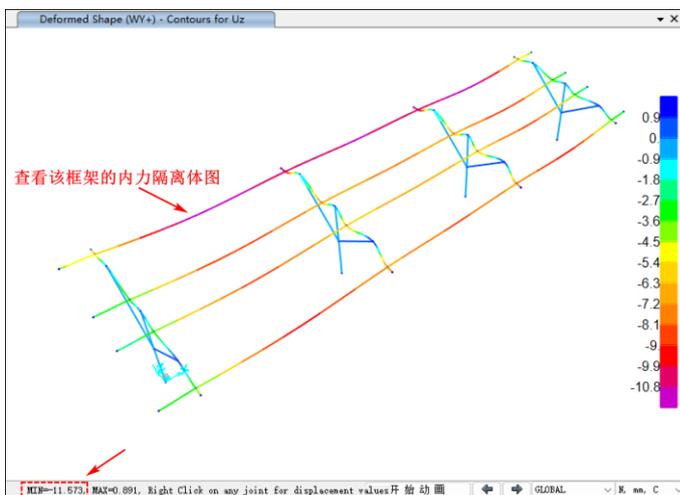


图 6-1 框架未剖分模型的变形图

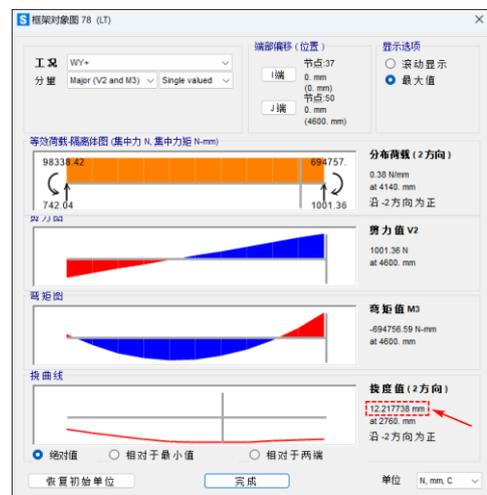
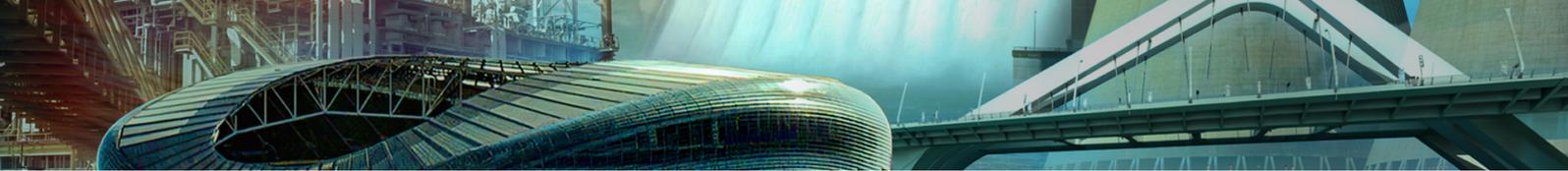


图 6-2 框架未剖分模型的挠曲线

2) 框架剖分 (最大剖分长度 500mm): 变形图 (三次曲线) 的状态栏显示最大竖向位移 U_z 为 27.35mm，如图 7-1 所示。



2) 框架剖分 (最大剖分长度 500mm): 变形图 (三次曲线) 的状态栏显示最大竖向位移 U_z 为 27.35mm, 如图 7-1 所示。但是, 对应构件的挠曲线最大挠度值 (绝对值) 为 28.55mm, 如图 7-2 所示。

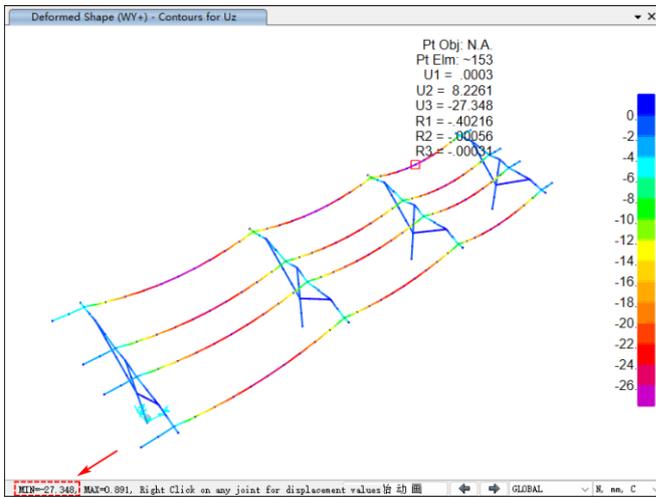


图 7-1 框架剖分模型的变形图

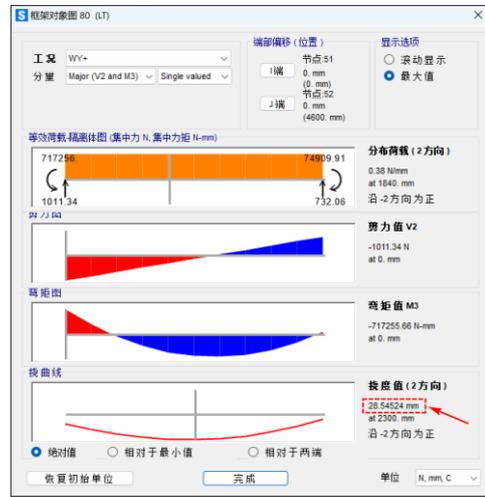


图 7-2 框架剖分模型的挠曲线

纵向对比框架未剖分和剖分两种情况, 发现变形图中的最大竖向位移有较大差异 (11.57mm vs 27.35mm)。横向对比变形图和挠曲线, 发现构件最大挠度也有差异 (如 27.35mm vs 28.55mm)。

对于框架未剖分的模型, 檩条内部未布置节点, 仅以“三次曲线”拟合的最大竖向位移并不可靠。这是因为檩条的弯矩图为抛物线形, 对应的挠曲线为“四次曲线”而非“三次曲线”。通常, 在实际工程中应尽量避免直接采用变形图状态栏中显示的最大位移值。

对于框架剖分的模型, 檩条内部存在多个有限元节点, 变形图中的最大竖向位移是节点位移。檩条是冷弯 C 形截面, 剪心和形心不重合, SAP2000 v24 及更新版本默认考虑剪心对构件刚度的影响, 故扭转变形对节点位移的影响较大。关于截面剪心的更多内容, 请参阅筑信达知识库文档《SAP2000 版本与截面剪切中心》和《截面剪心偏移与构件挠度》。

如图 8 所示, 忽略剪心对构件刚度的影响后对比未剖分和剖分模型的变形图, 二者最大竖向位移差异很小 (5.303mm vs 5.326mm)。在实际工程中, 檩条上覆的铺板或其它构造措施往往能有效约束其扭转变形, 结构分析应忽略剪心对构件刚度的影响。

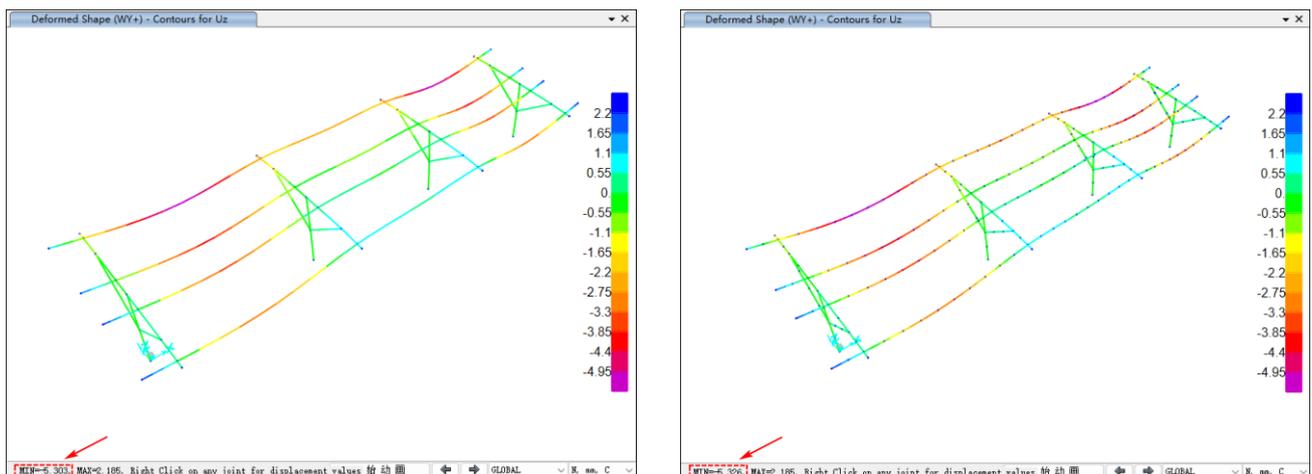


图 8 忽略剪心对构件刚度影响的结构变形图 (未剖分模型 vs 剖分模型)

对比框架剖分模型的变形图和挠曲线, 图 7-1 中的节点竖向位移沿全局坐标系 Z 轴, 图 7-2 中挠曲线的挠度沿框架局部 2 轴。如图 9 所示, 檩条的局部轴在绕 1 轴旋转 15°后, 局部 2 轴和全局坐标系 Z 轴不重合, 故两个节点位移存在差异。如下所示, 如果将全局坐标系中的节点位移 U_2 和 U_3 投影到框架局部 2 轴方向, 则与挠曲线中的数值完全相同。

$$U_3 \cos 15^\circ + U_2 \cos(90^\circ - 15^\circ) = 27.348 \times \cos 15^\circ + 8.2261 \times \cos 75^\circ = 28.5452$$

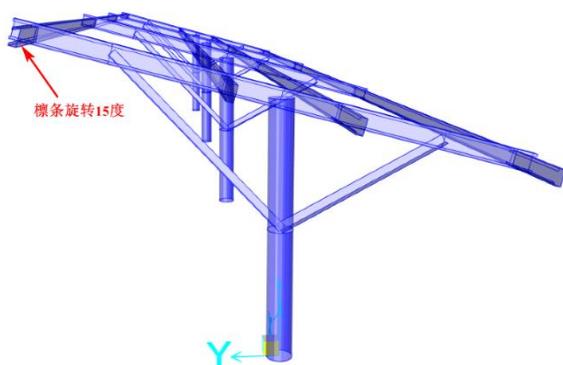
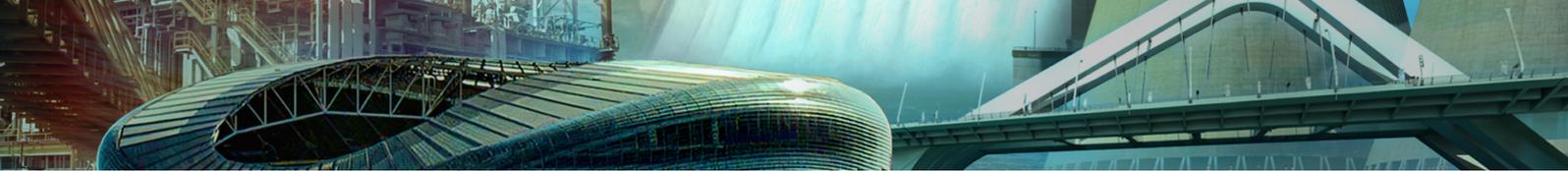


图9 檩条绕框架局部1轴旋转15度

4.2 分析阶段和设计阶段挠度不一致

在某钢框架结构的分析和设计中，框架主梁采用工字形截面。查看某主梁在恒载和活载标准组合下的挠曲线，最大挠度值（相对于两端）为14.56mm，如图10所示。该最大挠度发生在主梁与次梁的搭接处，距构件起始端（i端）4m。但是，完成钢结构设计后，查看同一主梁的挠度校核设计细节，相同荷载组合下同一测站的最大挠度值为14.2mm，如图11所示。

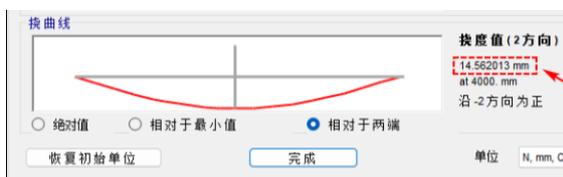


图10 挠曲线中的挠度值

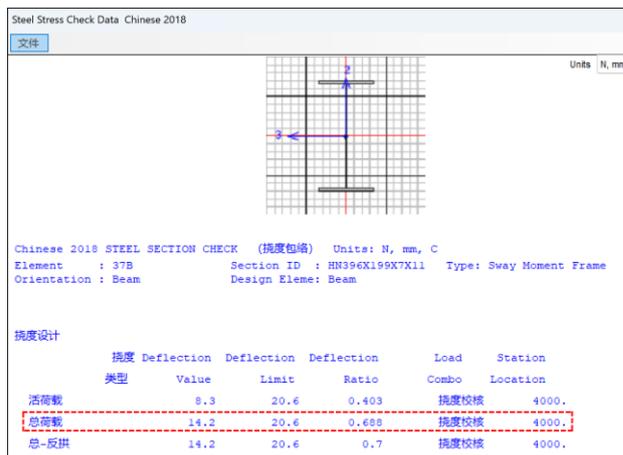


图11 设计细节中的挠度值

以上分析阶段和设计阶段挠度存在一定误差的原因在于：最大挠度发生的位置恰好有次梁搭接，框架对象默认的自动剖分选项会对主梁进行剖分，以保证主梁与次梁间的正确连接。所以，挠曲线中的最大挠度基于考虑各种变形的节点位移，而非挠曲线微分方程的拟合位移。

如果修改框架截面的剪切面积的修正系数为零，即忽略主梁的剪切变形。重新运行分析后再次查看主梁的挠曲线，分析输出的最大挠度值（相对于两端）14.2mm与设计挠度一致，如图12所示。

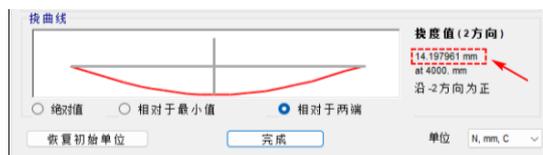


图12 忽略主梁剪切变形后的挠曲线

5. 小结

本文首先介绍了 CSI 系列软件（SAP2000/ETABS/SAFE）中位移和挠度的计算方法以及查看方式，然后以一个单跨筒支梁为例进行验证，最后解答了两个实际工程应用中的常见问题。

概括来说，CSI 系列软件中的位移包括有限元精确解和基于挠曲线近似微分方程的拟合解，前者考虑构件的各种变形形式，后者仅考虑构件的弯曲变形。如果用户关注某个具体位置处的挠度，建议在该位置处布置节点后直接查看节点位移。如果对钢结构进行挠度校核，水平构件的设计阶段挠度校核可满足大部分工程需求；非水平构件的挠度需要在构件挠曲线中查看。

SAP2000 稳态动力学分析要点解析

筑信达 张志国

稳态动力学分析 (Steady State Analysis) 特指结构或构件在周期性简谐荷载作用下的强迫振动分析, 也称谐响应分析 (Harmonic Response Analysis)。SAP2000 稳态动力学分析通常用于计算旋转式动力机器 (汽轮机、发电机或压缩机等) 产生的转子离心力 (也称扰力) 对上部结构或基础产生的持续稳定的动力响应, 从而克服共振、疲劳及其他强迫振动引起的不良影响。

针对 SAP2000 稳态动力学分析, 用户需要掌握的技术要点包括稳态函数、扫频范围、相位角、滞回阻尼以及多扰力共同作用等。本文拟从工程应用的角度介绍上述技术要点以及部分结构动力学中的基本概念, 希望对从事动力机器基础设计的结构工程师有所帮助。

1. 动力荷载

静力荷载指大小、方向和作用点不随时间变化或随时间变化非常缓慢的荷载, 如结构的自重、静水压力或雪荷载等。动力荷载指大小、方向和作用点随时间快速变化或短时间内突然作用或消失的荷载, 如风荷载、冲击荷载或汽车荷载等。在实际工程中, 动力荷载作用下的结构响应并非必须要借助于动力时程分析, 实际工程中存在很多简化或近似的静力分析方法。例如:

- 风荷载采用平均风压加脉动风压的等效风压;
- 汽车荷载忽略惯性力后引入作用点相关的影响线或影响面;
- 抗震计算中采用的底部剪力法或振型分解反应谱法也属于静力分析的范畴。

同理, 简谐荷载作用下的稳态动力学分析也不是动力时程分析, 而是采用高效便捷的“静力分析+动力放大系数”的准动力计算方法。

2. 简谐荷载

根据荷载随时间的变化规律, 动力荷载可分为周期荷载和非周期荷载, 简谐荷载指随时间按正弦或余弦规律变化的周期荷载。如图 1 所示, 简谐荷载的组成三要素包括: 幅值 F_0 、相位角 ϕ 和圆频率 ω 。

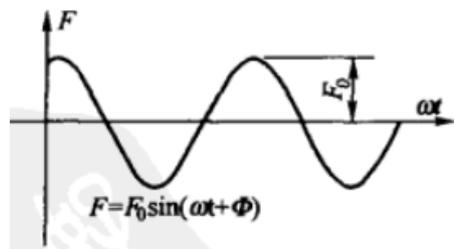


图 1 简谐荷载的组成三要素

2.1 稳态函数

如下所示, 根据理论力学中的离心力公式可知, 在质量 m 和偏心距 e 保持不变的前提下, 转子离心力的大小 (即简谐荷载的幅值 F_0) 与角速度 (即圆频率 ω) 或转速的平方成正比。

$$F_0 = m\omega^2 e = m\left(\frac{2\pi n}{60}\right)^2 e$$

为了在 SAP2000 中定义简谐荷载的幅值与圆频率之间的上述数学关系, 用户应点击【定义>函数>稳态函数】命令。如图 2 (左) 所示, 用户可直接输入工程频率 (Hz) 或转速 (RPM) 与数值组成的多个数据对, SAP2000 自动在各个数据点之间以线性插值的方式拟合二次曲线。但是, 这种直接输入数据的方法较为繁琐, 建议先在 Excel 中利用数学函数批量化生成大量数据, 然后以 txt 文件的方式导入 SAP2000。

注意, 机器设备厂家或行业设计规范通常并不会提供转子的质量和偏心距, 而是直接给出工作转速下的扰力 (即上述转子离心力)。因此, 用户应在 SAP2000 中以荷载模式的方式施加工作转速下的扰力, 然后利用稳态函数定义非工作转速下的扰力与工作转速下的扰力的比值, 该比值等于非工作转速与工作转速的比值的平方。如图 2 (右) 所示, 工作转速 3000RPM 对应的稳态函数值为 1.0, 非工作转速 1500RPM 对应的稳态函数为 0.25。

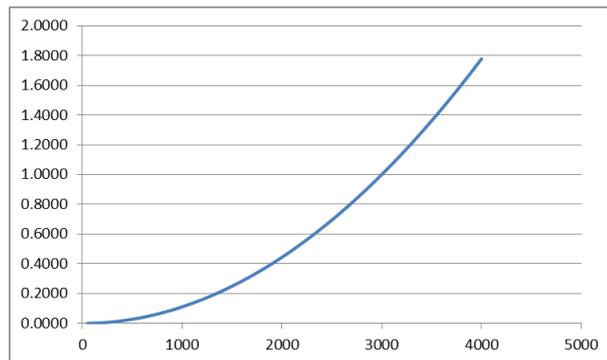
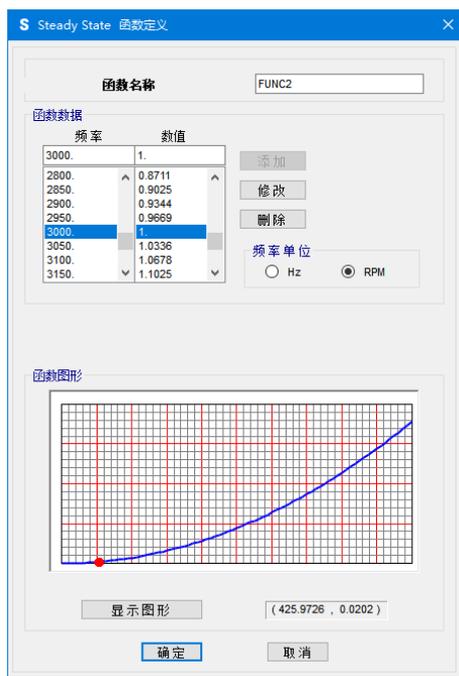
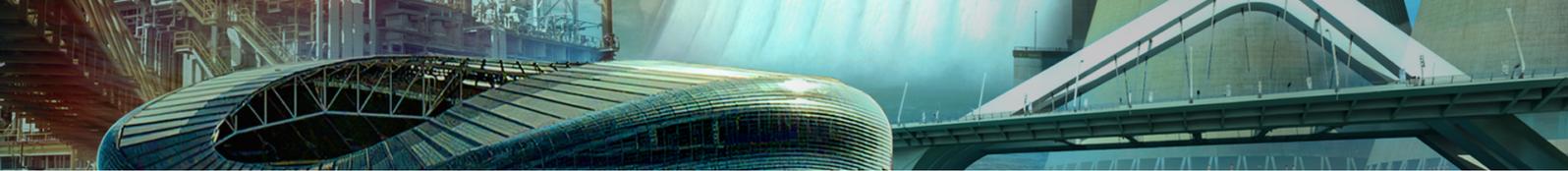


图2 稳态函数的定义和 Excel 拟合曲线

2.2 相位角

当多个简谐荷载同时作用于结构时，相位角可用于定义各个简谐荷载领先或滞后于基准时刻的时间差。其中，正的相位角代表领先于基准时刻，负的相位角代表滞后于基准时刻，领先或滞后的时间差等于相位角与圆频率 ω 的比值。

以图3所示的工作台为例，电机绕Y轴负方向转动（按右手螺旋法则确定），转子偏心质量的起始位置为X轴正方向，转子离心力 F_0 在X轴和Z轴上的两个分量分别为 F_x 和 F_z 。由于 F_z 滞后于 F_x 的相位差为 $\pi/2=90^\circ$ ， F_z 达到峰值落后于 F_x 达到峰值的时间差为 $(\pi/2)/\omega$ 秒。

如果用户在稳态动力学分析中同时施加X和Z方向的扰力分量，应分别指定二者的相位角。如果以 F_x 为基准时刻（即相位角为 0° ）， F_z 的相位角应为 -90° 。同理，如果以 F_z 为基准时刻（相位角为 0° ）， F_x 的相位角为 90° 。

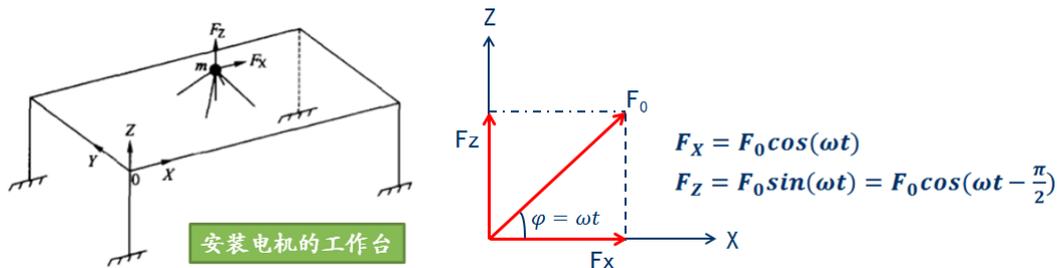


图3 转子离心力的水平和竖向分量

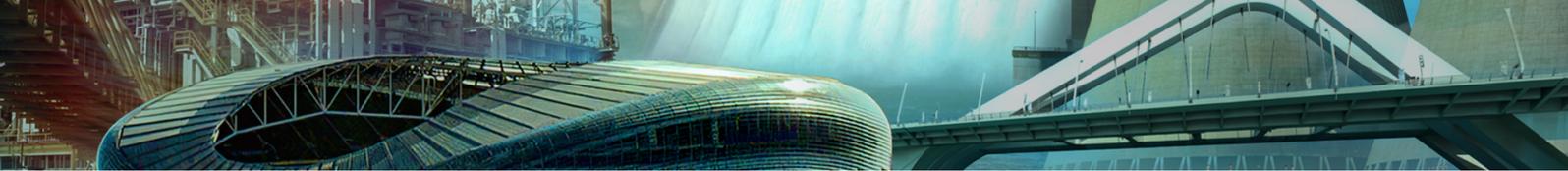
一般情况下，根据实际的结构体系或计算要求，用户只需计算扰力作用点的竖向振动线位移。此时，用户可忽略X方向的扰力分量及其相位角。除上述荷载分量之间的相位差外，简谐荷载和结构的稳态响应之间也会存在相位差，详见后文。

2.3 扫频范围

简谐荷载的圆频率多用于理论分析，实际工程中多采用转速、周期以及工程频率。以上四个物理量采用的单位依次为频率 ω (rad/s)，转速 n (转/分，即 RMP)，周期 T (s)，工程频率 f (Hz)。四者之间的转换关系为：

$$f = \omega / 2\pi = n / 60 = 1 / T$$

稳态函数用于定义简谐荷载的幅值与转速之间的数学关系，实际参与动力计算的转速称为扫频范围。扫频范围即动力机器的转速范围，根据《动力机器基础设计规范 GB 50040-96》第 5.2.3 条规定：“计算振动线位移时，宜取在工作转速 $\pm 25\%$ 范围内的最大振动线位移作为工作转速时的计算振动线位移”。在实际的工程应用中，用户通常从零转速开始计算，直到 125% 的工作转速。



动力机器的转速不同，结构的动力响应也随之变化，尤其在转速接近结构的自振频率时会引起最不利的“共振”响应。因此，为了捕捉到结构的最不利响应，扫频范围不仅包括以频率步定义的等间隔分布的频率点，还应考虑模态频率（即自振频率）及其临界值，如图 4 所示。注意，频率步中的数值单位为 Hz，而非 RMP 或 rad/s。模态频率的相对偏差值为百分比，如±0.01 代表 101%和 99%的模态频率。

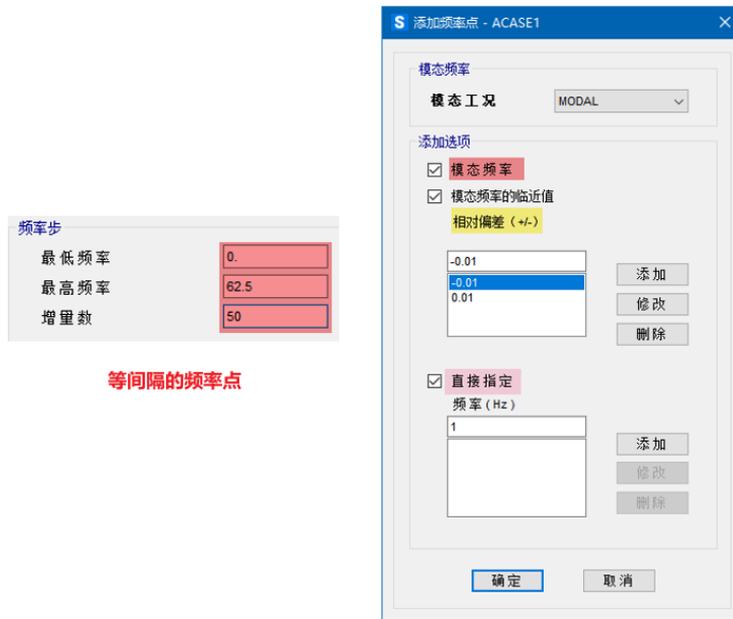


图 4 稳态动力学分析的扫频范围

3. 稳态响应与瞬态响应

本节以图 5 所示的单自由度体系为例，介绍稳态响应和瞬态响应的区别以及阻尼与相位差之间的联系。该体系中的弹簧刚度为 k ，阻尼系数为 c ，质量为 m ，简谐荷载 $p(t)=\sin(\omega t)$ 。

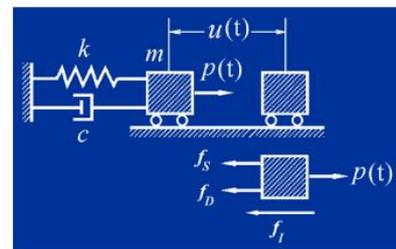


图 5 单自由度体系示意图

如图 6（左）所示，简谐荷载作用下的无阻尼单自由度体系的动力响应由两部分组成，瞬态响应的振动频率等于体系的自振频率 ω_n ，稳态响应的的振动频率等于简谐荷载的频率 ω 。在无阻尼体系中，瞬态响应不会衰减或消失，稳态响应与简谐荷载之间保持同步（相位差为零）。

如图 6（右）所示，简谐荷载作用下的有阻尼单自由度体系的动力响应也由两部分组成，瞬态响应的振动频率等于体系的自振频率 ω_d ，稳态响应的的振动频率等于简谐荷载的频率 ω 。除此之外，有阻尼体系的动力响应存在以下两个显著特点：

1. 瞬态响应快速衰减直至消失（指数函数中的阻尼比 ζ ），最终只有与简谐荷载同频率的稳态响应。
2. 稳态响应和简谐荷载之间存在相位差 ϕ ，即二者保持同频异步。

瞬态响应

$$u(t) = u(0) \cos \omega_n t + \left[\frac{\dot{u}(0)}{\omega_n} - \frac{p_0}{k} \frac{\omega / \omega_n}{1 - (\omega / \omega_n)^2} \right] \sin \omega_n t$$

稳态响应

$$+ \frac{p_0}{k} \frac{1}{1 - (\omega / \omega_n)^2} \sin \omega t$$

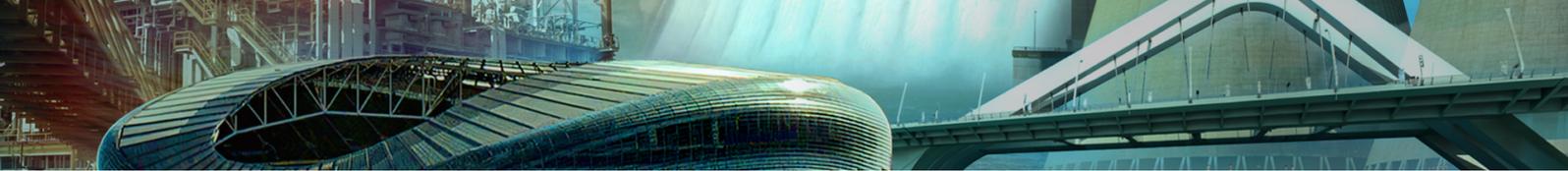
$$u(t) = e^{-\zeta \omega_n t} (A \cos \omega_d t + B \sin \omega_d t) + \sqrt{C^2 + D^2} \sin(\omega t + \phi)$$

瞬态响应

稳态响应

图 6 简谐荷载作用下单自由度体系的动力响应（左：无阻尼；右：有阻尼）

在 SAP2000 中采用动力时程分析计算上述单自由度体系的位移时程曲线。如图 7（左）所示，无阻尼体系的位移时程曲



线虽然整体表现为随时间按正弦或余弦规律变化，但由于瞬态响应不会衰减或消失而存在局部叠加的锯齿形波动。如图 7（右）所示，有阻尼体系的位移时程曲线在初始阶段存在瞬态响应的叠加，但在若干个周期内快速衰减直至消失，后续稳态响应表现为理想的光滑的正弦或余弦曲线。

由于实际结构中的阻尼不可能为零，故稳态响应才是结构工程师最关注的动力响应，这也是稳态动力学分析“只计算稳态响应，忽略瞬态响应”的理论依据。在特殊情况下，简谐荷载在初始阶段的瞬态响应可能会远远大于稳态响应，从而成为结构最大动力响应的控制量，此时应改用动力时程分析。

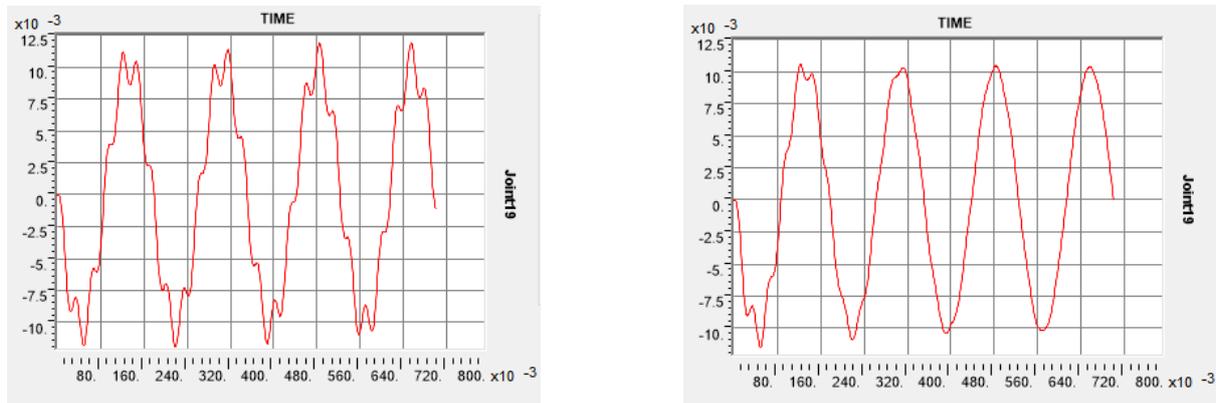


图 7 简谐荷载作用下单自由度体系的位移时程曲线（左：无阻尼；右：有阻尼）

4. 多扰力共同作用

如前文第 2.2 小节所述，同一个扰力的水平和竖向分量之间存在相位差，用户可在稳态工况中定义相位角。如前文第 3 节所述，结构阻尼会在简谐荷载和结构响应之间产生相位差，SAP2000 可以计算并输出各个响应量的相位角。

除此之外，动力机器一般有多组不同频率的扰力同时作用在结构或基础上，但这些不同频率的扰力和相位角都是随机变量，既无法输入也无法计算。从概率统计的角度讲，各个扰力同时达到最大值以及各个扰力的方向完全相同的概率极低，比较可能出现的最大振动位移等于各个扰力产生的最大振动位移的 SRSS（平方和的平方根）组合，如下所示。

4.1.8 当有多个扰力作用时，质点的振动位移可按式计算：

$$u_i = \sqrt{\sum_{k=1}^m u_{ik}^2} \quad (4.1.8)$$

式中： u_i ——质点 i 的振动位移(m)；

u_{ik} ——第 k 个扰力对质点 i 产生的振动位移(m)。

如图 8 所示，SAP2000 提供 SRSS 类型的荷载组合可以满足上述要求，荷载组合的最大值即各个工况的最大绝对值的平方和的开方根，最小值为最大值的相反数（异号）。

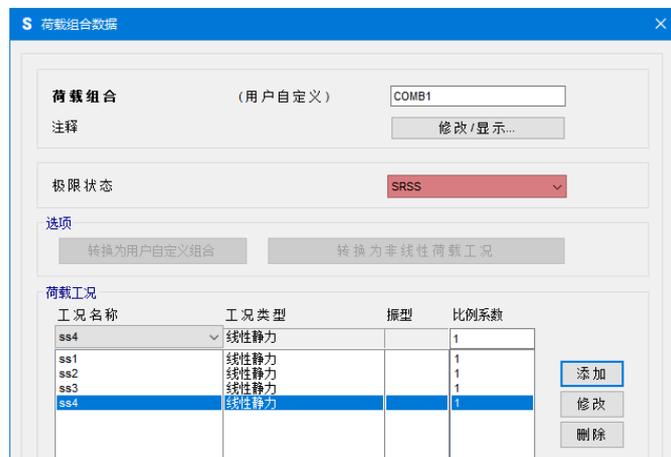
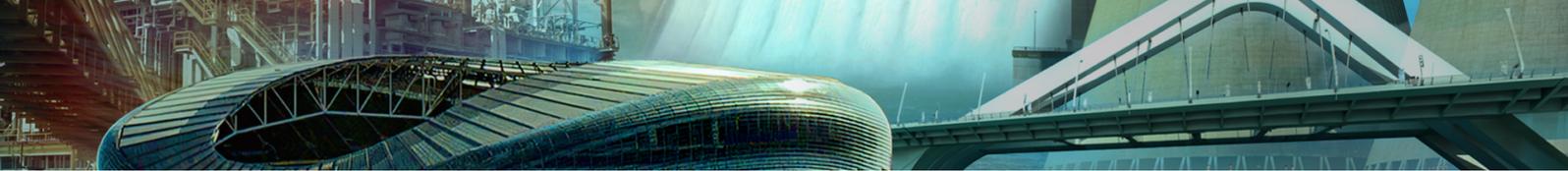


图 8 多扰力共同作用的 SRSS 荷载组合



5. 滞回阻尼

稳态动力学分析采用基于位移的频率相关的滞回阻尼矩阵 $\mathbf{D}(\omega)$ ，即：阻尼力与位移成正比且反向。如下所示，滞回阻尼矩阵为质量矩阵与刚度矩阵的线性组合， d_K 为刚度比例系数， d_M 为质量比例系数。当 $d_M=0$ 且 $d_K(\omega)=2d(\omega)$ 时，滞回阻尼可近似匹配结构的粘滞阻尼比 $d(\omega)$ 。

$$\mathbf{D}(\omega) = d_K(\omega)\mathbf{K} + d_M(\omega)\mathbf{M}$$

根据《动力机器基础设计规范 GB 50040-96》附录 C.1.3 规定：对于框架式基础的强迫振动计算，结构阻尼比可采用 0.0625。如果各个振型的阻尼比均为 0.0625，等效的滞回阻尼比例系数（ $d_M=0$ ； $d_K=0.125$ ）可在结构的自振频率处得到与粘滞阻尼同等水平的共振响应。因此，在实际的工程应用中，如果用户缺少频率相关的阻尼数据，可取质量比例系数为零，刚度比例系数为两倍的结构阻尼比，如图 9 所示。

阻尼类型

常数阻尼

基于频率的插值阻尼

常数阻尼

	质量比例系数	刚度比例系数
阻尼系数	0	0.125

图 9 稳态工况的滞回阻尼

参考资料

- [1] 动力机器基础设计规范 GB 50040-96 [S]. 北京：中国计划出版社, 1996
- [2] 动力机器基础设计规范 GB 50040-2020 [S]. 北京：中国计划出版社, 2020
- [3] CSI Analysis Reference Manual[M]. 2017
- [4] Edward L. Wilson. Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures[M]. 2002
- [5] 刘晶波, 杜修力. 结构动力学[M]. 北京：机械工业出版社, 2005



某坝区三维地质 Leapfrog Works 模型展示

本文主要展示 Leapfrog Works 创建某土坝坝区三维地质模型的过程。

建模流程

首先根据场地地形点云数据和坝区范围构建了初始的地表面（图 1 中黄色曲面）。

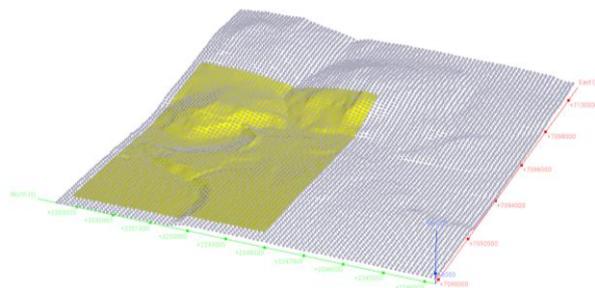


图 1 地形点云及地表面

将地表面模型与卫星图片进行组合，将卫星图片作为材质贴合到地表面上，得到更直观完整的地表面（图 2）。

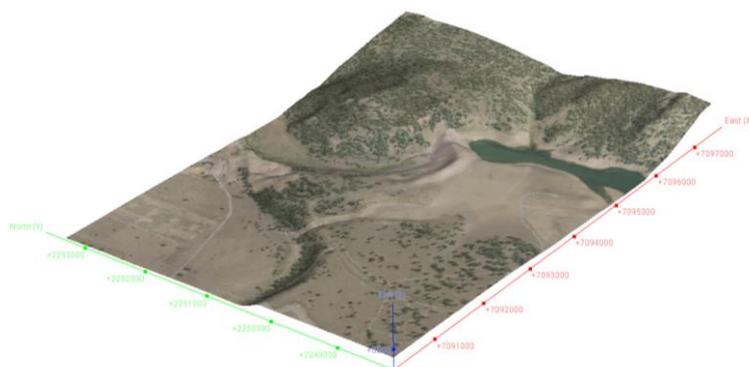


图 2 地表面模型

在 Leapfrog 中导入钻孔位置与钻孔揭露的岩性数据，建立了钻孔模型，如图 3 所示。

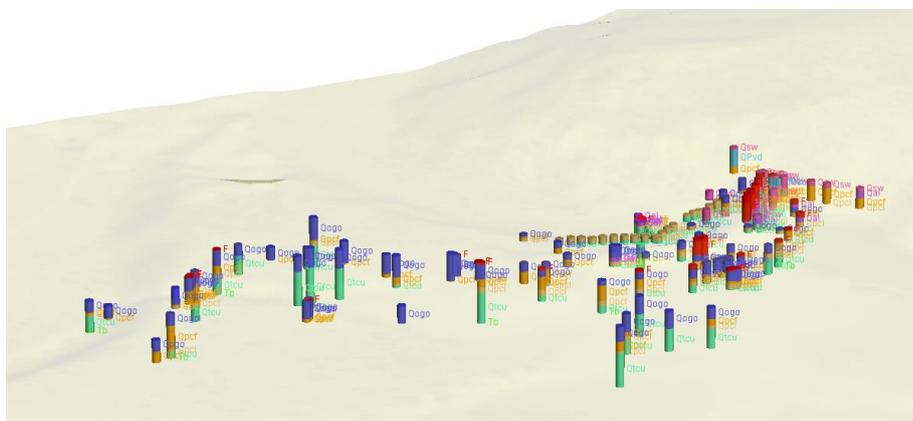


图 3 钻孔模型

根据钻孔揭露的地层信息，在 Leapfrog Works 中进行地层面与地质体的模型创建。根据不同地层的分布特征，分别采用



了不同的曲面构建方法创建了场地各地层面模型

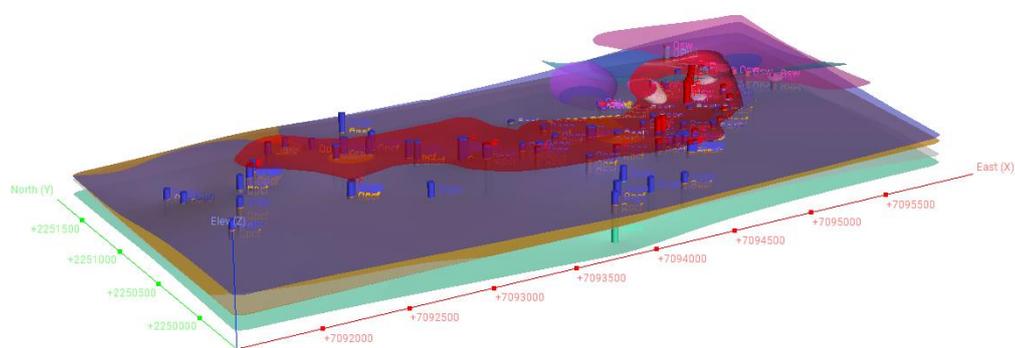


图 4 地层表面模型

将各地层层面进行组合，创建得到场地的三维地质体模型如图 5 所示。通过创建土坝的表面模型，并与地质体模型进行组合，得到如图 6 所示的包含土坝的整体三维地质模型。

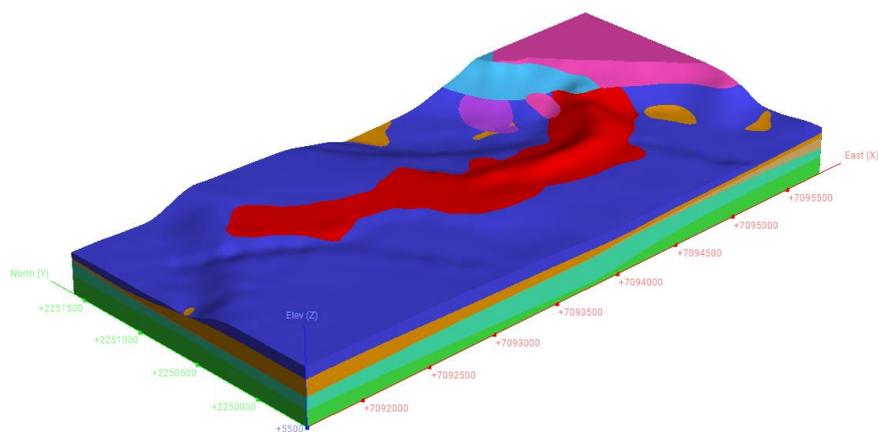


图 5 地质体模型

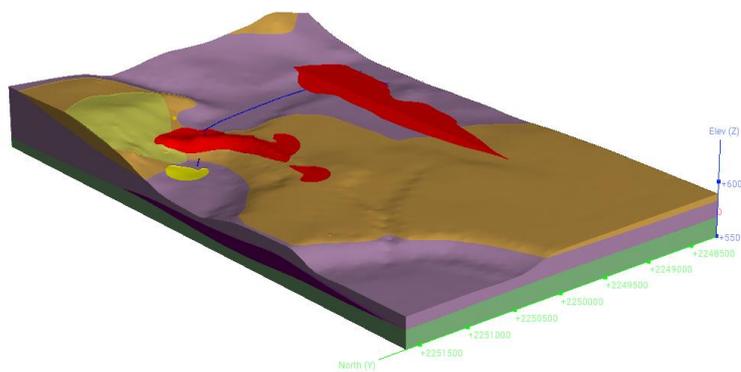


图 6 地质体叠加坝体模型



将地球物理勘探得到的电阻率属性点的位置与属性值导入到 Leapfrog Works (图 7), 采用 RBF 插值方法将点属性在地质模型中进行插值, 得到场地电阻率分布的属性模型, 如图 8 所示。在 Leapfrog Works 中, 任意的地质模型可以与属性模型进行组成, 生成的组合模型既包含了地层信息, 又包含了属性信息 (图 9)。

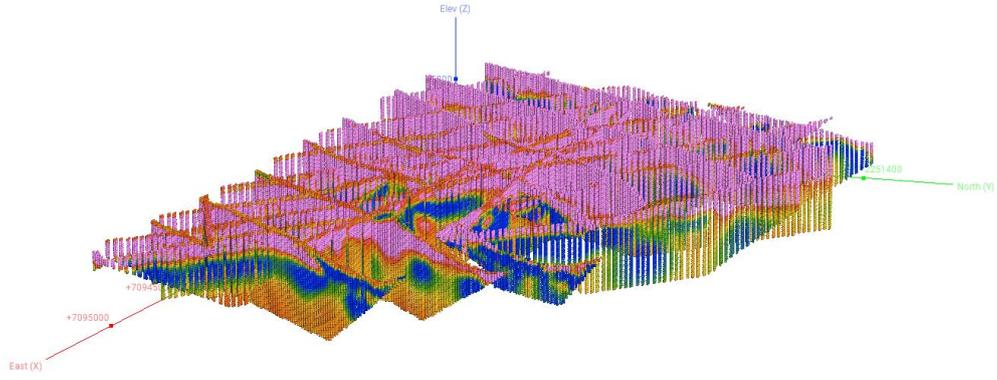


图 7 电阻率属性点模型

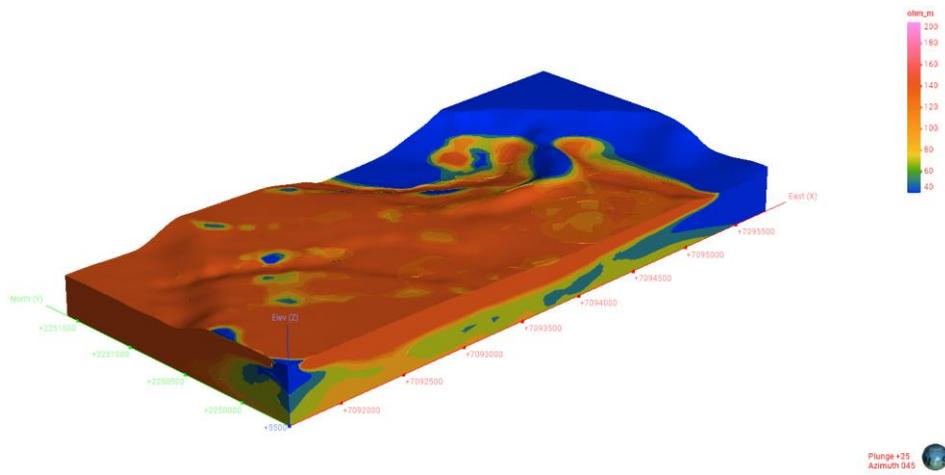


图 8 电阻率分布模型

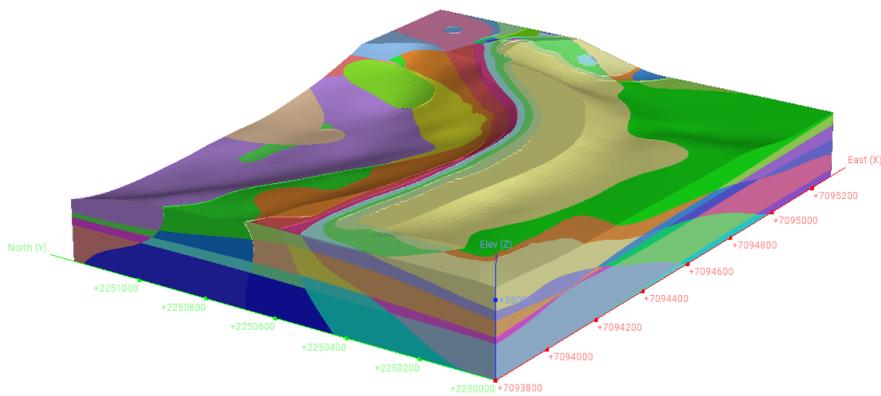


图 9 电阻率分布模型



利用 Leapfrog Works 的剖面切割功能，分别沿 X、Y 方向共切割了三条剖面，如图 10 所示，该剖面用于导出到 GeoStudio 或 PLAXIS 进行边坡稳定性的分析与边坡防护设计。

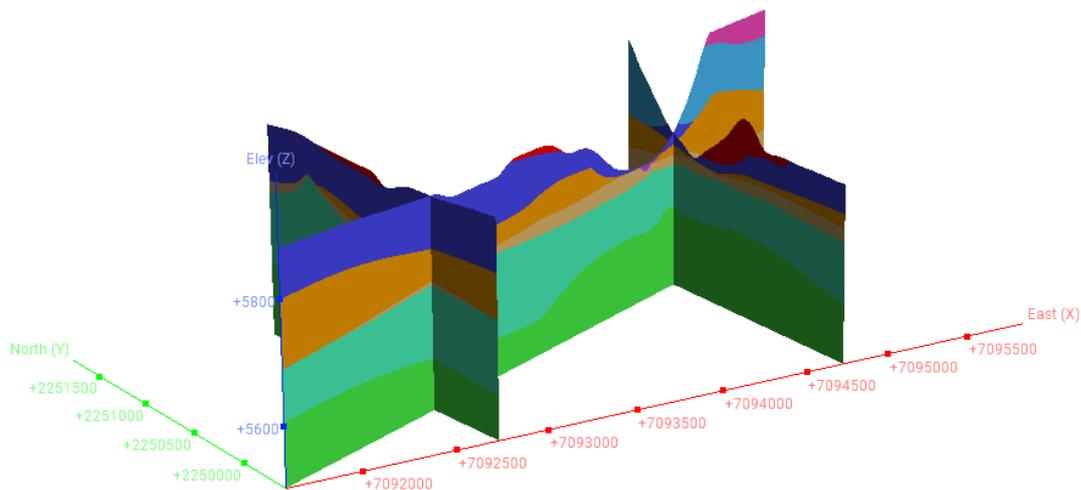


图 10 地质剖面模型

利用 Leapfrog Works 的流动模块，将地质模型转换为了六面体单元组成 Block 模型（图 11），该模型可以导出至 Visual ModFlow 或 FeFlow 进行地下水渗流的分析。

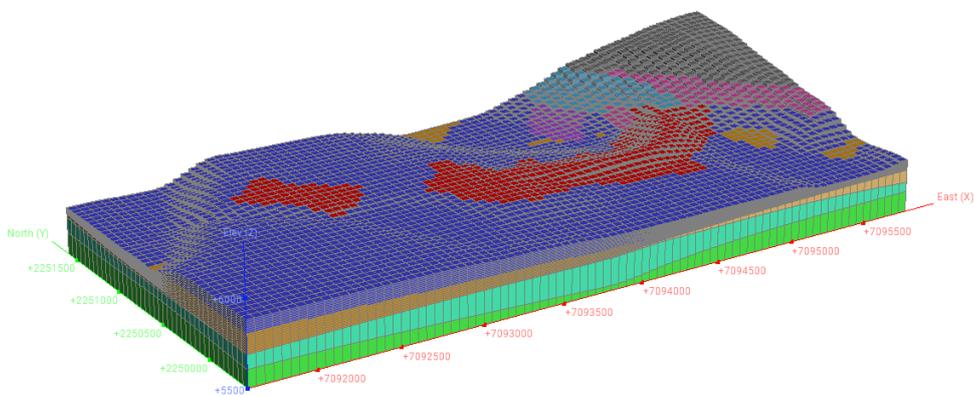


图 11 Block 模型

小结

该模型针对某土坝场址，首先根据地形点云构建了场地地表模型、根据钻孔数据建立了钻孔模型，随后进行了场地三维地质模型的构建及与地质模型与土坝模型的叠加。基于场地电法勘探成果，构建了场地电阻率分布模型和地质-属性组合模型。对于模型的利用，一方面通过剖面切割功能得到了模型不同位置的多个剖面，并将剖面导出至 GeoStudio 进行边坡稳定性的分析；另一方面通过地下水流模型创建功能，将地质模型转化为了地下水流 Block 模型，并将 Block 模型导出到地下水流分析软件进行相关分析。



海上风电场地的三维地质 Leapfrog Works 模型展示

本文主要展示 Leapfrog Works 创建某海上风电场地三维地质模型的过程。

建模流程

首先根据场地的地形图构建了海床的表面模型，如图 1 所示。

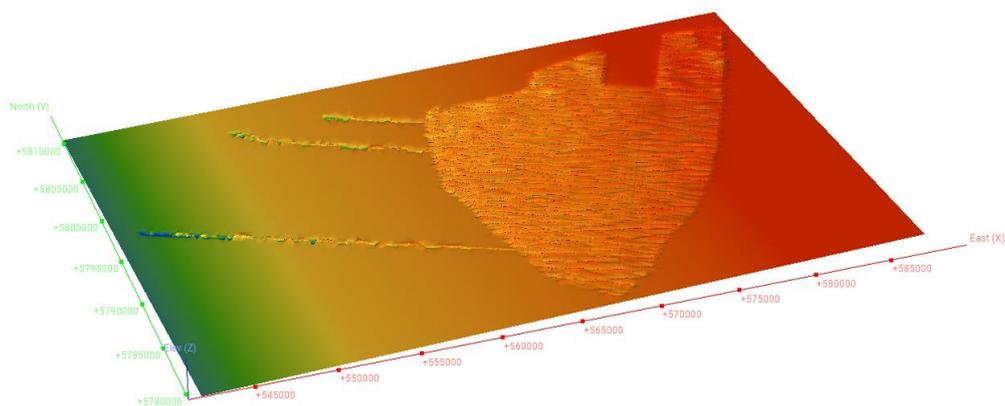


图 1 海床表面模型

项目的勘探中包含了钻探孔和静力触探孔。将钻孔位置信息、揭露的地层信息、CPT 的位置信息，CPT 的成果数据导入到 Leapfrog Works，得到了钻孔模型（图 2）和 CPT 模型（图 3）。

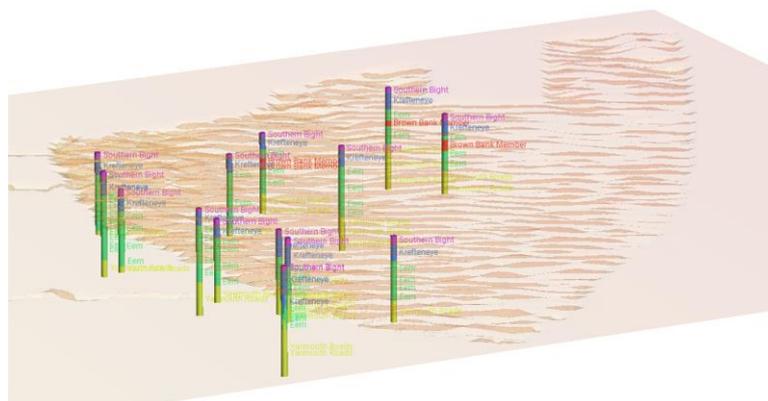


图 2 钻孔模型

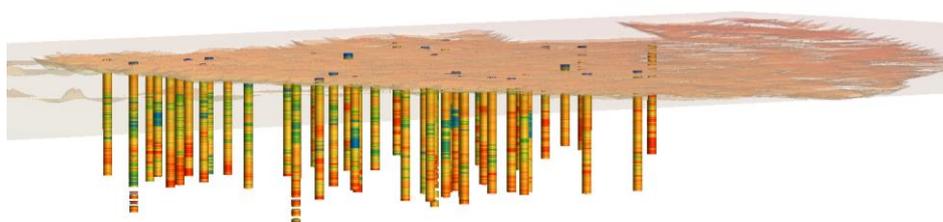


图 3 CPT 模型



根据钻孔和 CPT 成果进行土层分层及各土层模型的创建。Leapfrog Works 中在地层创建时选择地层年表类型为“侵入”可以快捷地创建以透镜体形式分布的场地各土层模型。图 4-图 6 分别是场地的泥炭土、淤泥质黏土、黏土的分布模型。



图 4 场地泥炭土分布模型



图 5 场地淤泥质黏土分布模型



图 6 场地黏土分布模型



将各地层面/体模型组合，并添加海平面后，得到场地完整的三维地质模型，如图 7 所示。

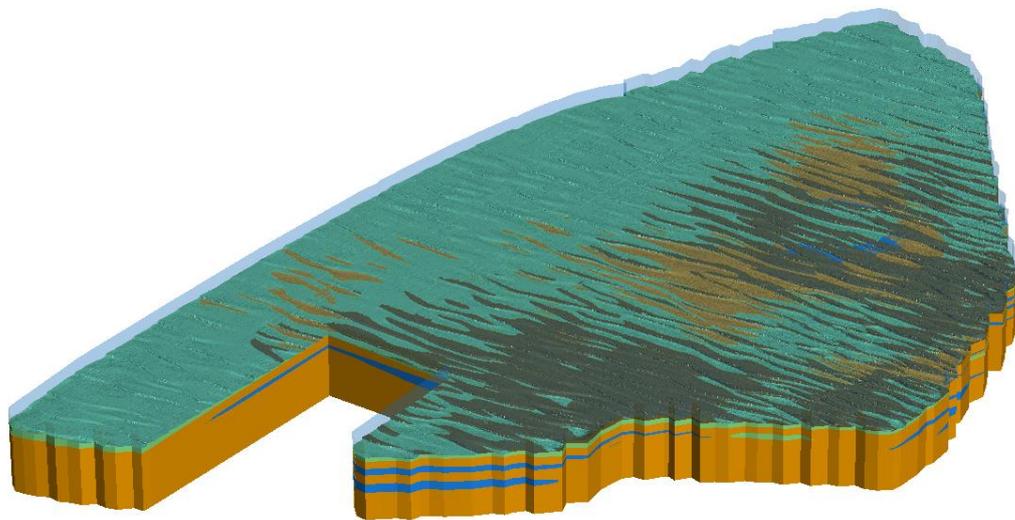


图 7 场地三维地质模型

创建场地的属性模型，在属性模型中通过插值可以得到 CPT 成果中的每一项数据在整个场地的分布。图 8 为该场地的锤尖阻力分布模型，在模型中可以直观地看到场地土层的软硬程度的分布特征。

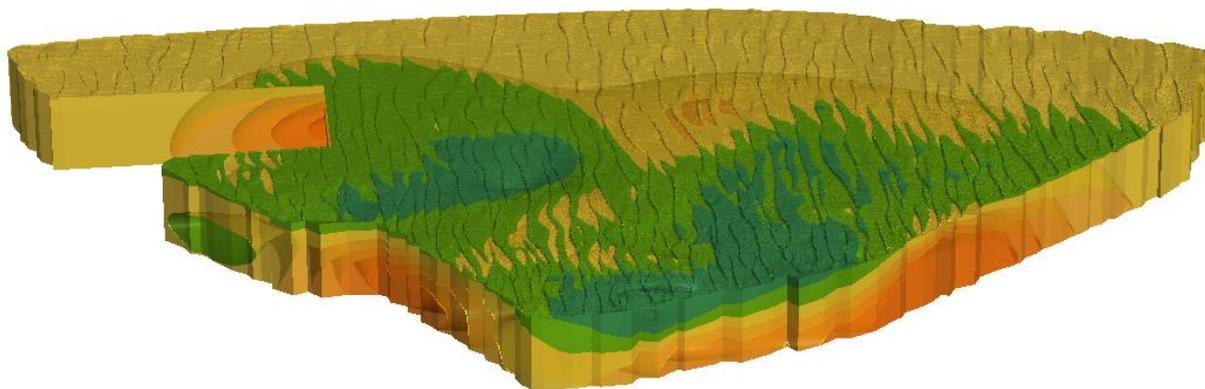


图 8 场地静力触探锥尖阻力分布模型

小结

本模型针对某海上风电场址，首先根据场地测量数据构建了场地地表模型，随后根据钻孔信息和静力触探测试的结果，创建了钻孔模型及静力触探孔模型。该模型的建模难点在于近海区域的覆盖层，本模型基于钻孔和静力触探数据，采用不同的曲面构建方法成功构建了呈透镜体分布的各地层曲面，并形成三维地质模型。通过将静力触探成果在地质模型中进行插值，构建了静力触探锥尖阻力的属性模型，该模型可用于初步判断土层的软弱分布。

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。

楼板传递荷载差异对梁配筋的影响

本案例主要介绍 ETABS 中不同单元类型的楼板荷载传递的机制，以及分析多边形膜单元引起的配筋结果异常的原因。



使用软件/SOFTWARE

ETABS v21.2.0



模型简介/MODEL

某钢筋混凝土结构的模型如图 1 所示。

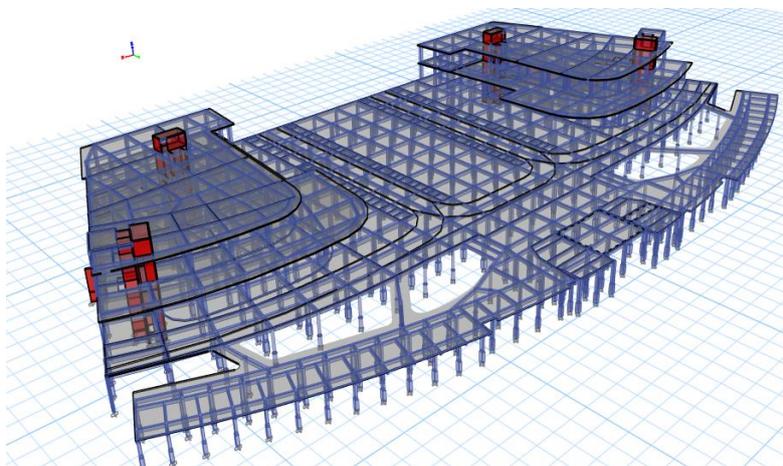


图 1 模型示意图



问题描述/PROBLEM

该模型为对称结构，荷载分布也基本对称。如图 2 所示为模型的一部分，图中红色虚线为对称轴。当楼板采用壳单元模拟时，对称轴两侧的梁配筋结果基本一致，如图 3 所示。但是，当楼板采用膜单元模拟时，对称轴两侧的梁配筋结果差异较大，如图 4 所示。请问产生这种现象的原因是什么？

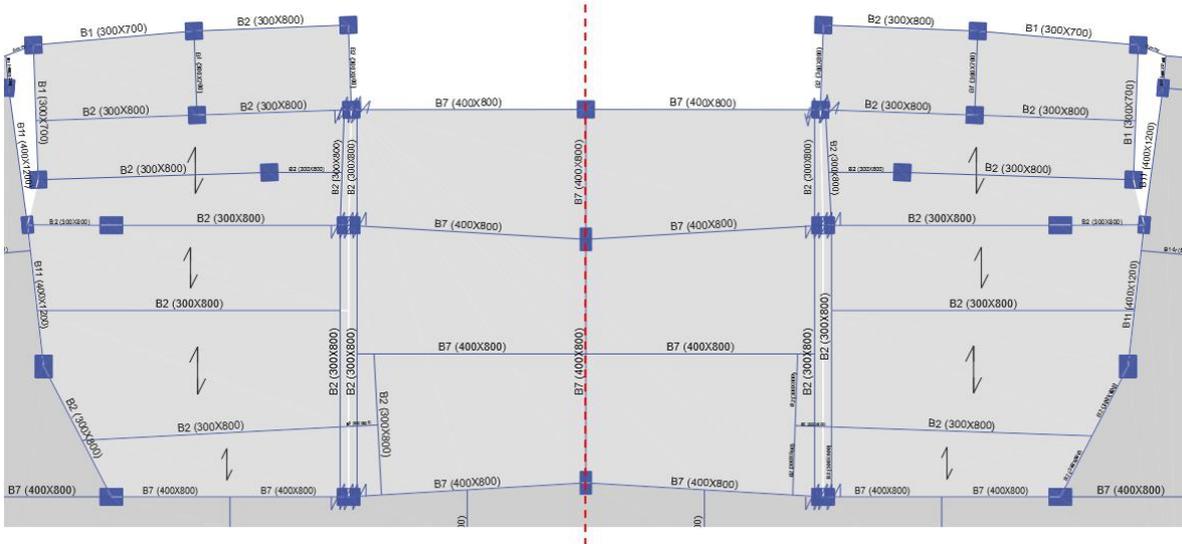


图2 结构布置图

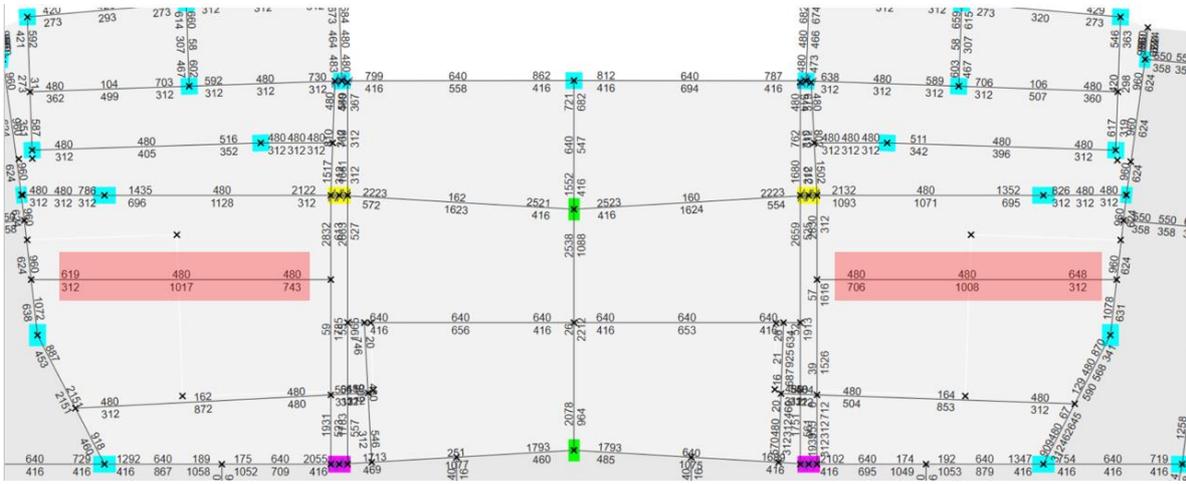


图3 梁配筋结果图形输出（楼板采用壳单元）

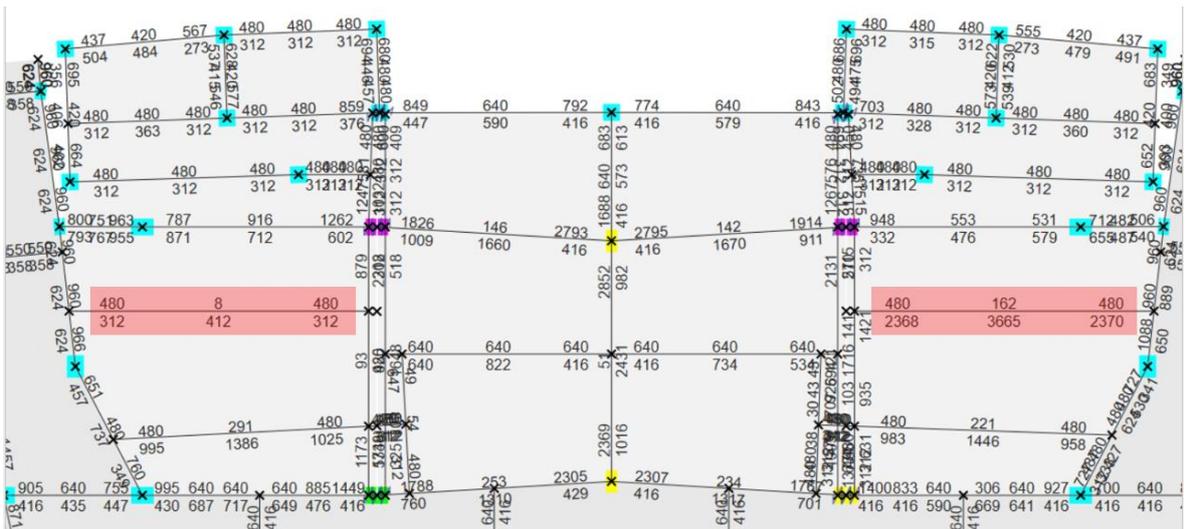


图4 梁配筋结果图形输出（楼板采用膜单元）



解决办法/SOLUTION

当楼板采用壳单元模拟时，面荷载通过面剖分后的节点传递至周边构件上（包括梁、柱、墙等）。当楼板采用膜单元模拟时，ETABS 内置了自动将面荷载导荷至框架的功能，该导荷方式适用于三角形或四边形的面对象，对于大于四边的多边形面对象，导荷可能出现异常。

如图 5 所示，左侧楼板和右侧楼板表面上观察都是四边形面对象，但是实际上，左侧楼板是六边形面对象，右键单击板查看板信息中的几何信息可以判断。当楼板的单元类型为膜时，右侧楼板可以正常导荷，左侧楼板导荷出现异常。

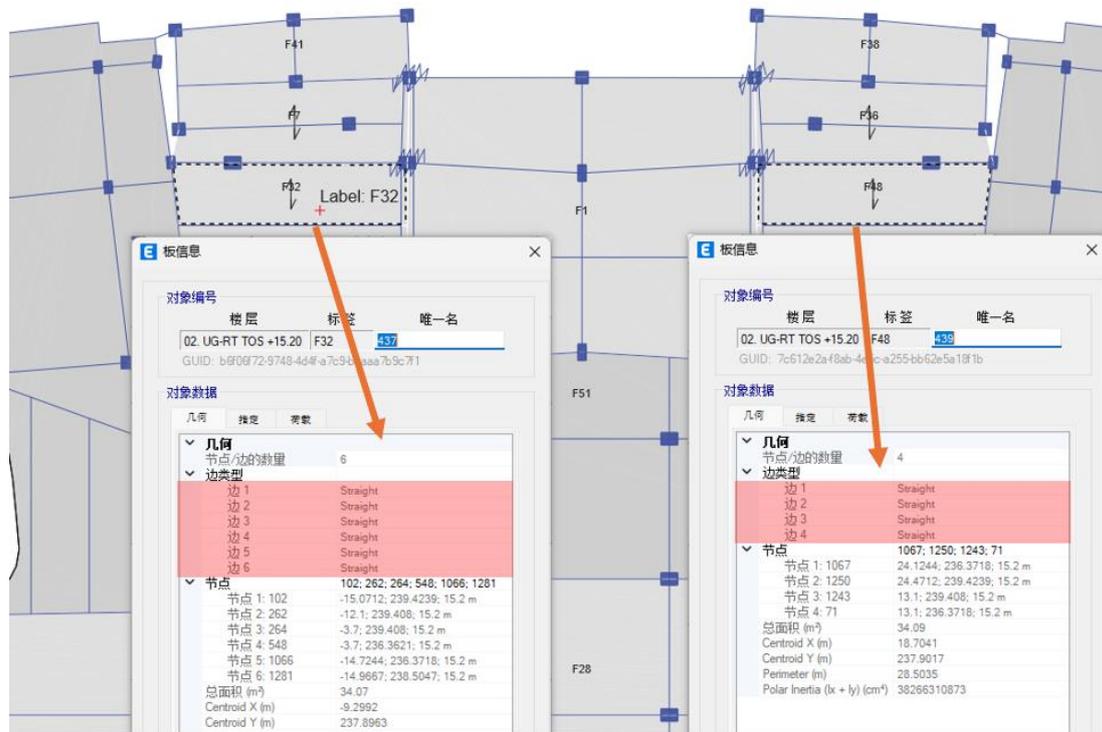


图 5 板信息

进一步查看楼板传递至周边框架梁上的线荷载，如图 6 所示。左侧楼板和右侧楼板周边框架梁上的线荷载差异非常大，因此导致梁的配筋结果差异较大。

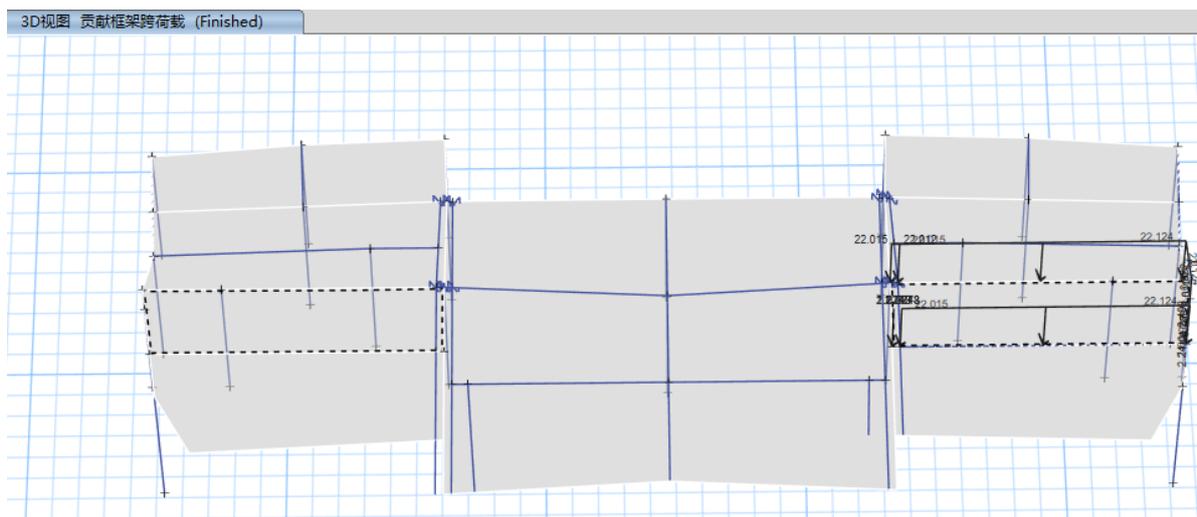


图 6 框架线荷载分布图

当楼板采用壳单元模拟时，面荷载是通过面剖分的节点传递至周边构件上。楼板几何边数的差异仅影响面对象网格剖分的精度，不影响面荷载传递的基本规律。所以梁承担的线荷载分布相似，故配筋结果基本相同。

综上所述，当楼板采用膜单元模拟时，应避免采用大于四边的多边形面对象，否则导荷至周边构件上的线荷载可能与实际不符，进而影响构件的设计结果。

柔性光伏支架阶段施工不收敛

本案例主要介绍柔性光伏支架在阶段施工分析时下弦索变形异常导致计算不收敛的问题和解决办法。



使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v25.2.0



模型简介/MODEL

如图 1 所示为某柔性光伏支架的模型。

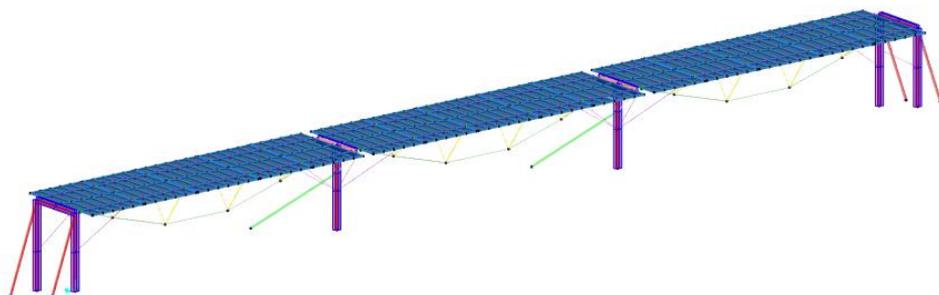


图 1 某柔性光伏支架模型示意图



问题描述/PROBLEM

对该柔性光伏支架进行阶段施工分析。该模型共设置了四个施工阶段：Stage-1 添加除了抗风索外的所有构件，同时对上弦索施加索力；Stage-2 施加结构的自重及组件荷载；Stage-3 对下弦索施加预应力；Stage-4 添加抗风索并对其施加相应的自重荷载，具体工况的定义如图 2 所示。



图 2 CONSTRUCTION 阶段施工工况定义

直接对模型施加自重和对应的索力时模型可以正常完成计算，无任何警告和报错信息。但是如果按照图 2 中定义的阶段施工分析时，程序运行时间非常长，并且无法完成计算，请问是什么原因？



解决办法/SOLUTION

检查该模型定义的阶段施工工况“CONSTRUCTION”发现，该模型 Stage-1 完成了运算，Stage-2 计算没有完成。查看 Stage-1 结束时构件的变形，如图 3 所示。

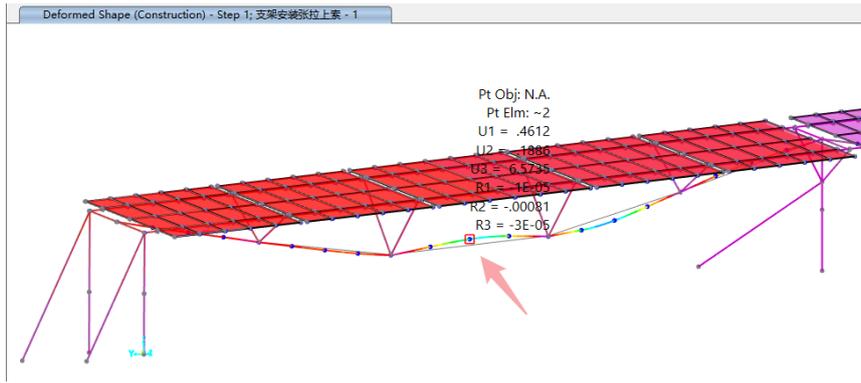


图3 Stage-1 结构变形 (mm)

可以看到，第一阶段结束时下索的变形已经发生异常，导致后续计算无法完成。分析其原因：该模型在第一阶段安装上弦索后，整个结构向中间聚拢。下弦索两端点也相互靠近，其轴拉力接近 0kN，索进入松弛状态。索的轴向刚度与轴力大小相关，当索松弛时，其对应的刚度非常小，程序无法准确计算其变形，导致分析不收敛。

为了避免由于下弦索退出工作导致结构分析不收敛，可以在 Stage-1 张拉上弦索的同时，对下弦索施加较小的预应力，避免变形过大。例如在 Stage-1 对所有的下弦索施加 -1.0×10^{-4} mm/mm 的应变荷载模拟施工预张力，保证上弦索张拉时下弦索不退出工作。然后在 Stage-3，张拉下弦索时扣除该部分的预应力即可，修改后的工况定义如图 4 所示。

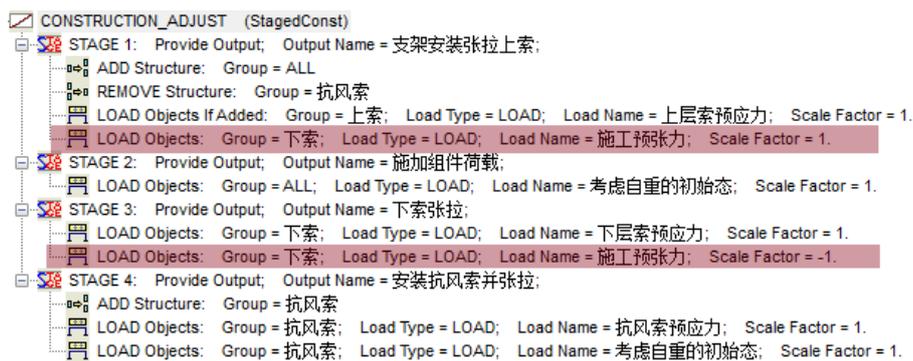


图4 CONSTRUCTION 修改后的工况定义

按上述方法修改后的模型可以正常完成阶段施工分析运算，Stage-4 的变形云图如图 5 所示。

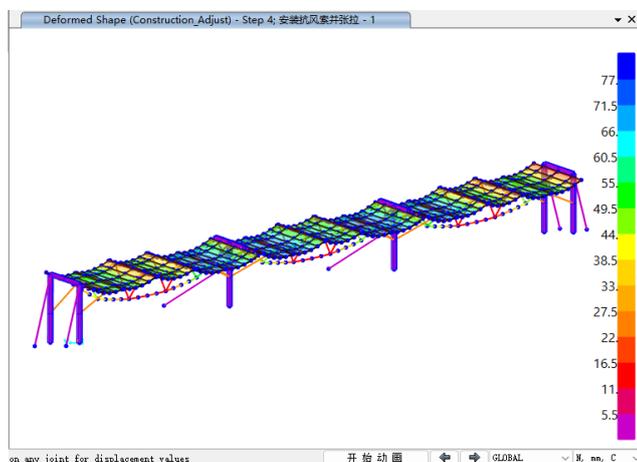


图5 结构变形云图

混凝土徐变引起的内力变化

本案例以某混凝土框架结构为例，主要介绍混凝土徐变引起的内力变化与预期不符的原因和解决方法。



使用软件/SOFTWARE

ETABS v21.2.0



模型简介/MODEL

如图 1 所示，某混凝土框架结构共十二层，梁柱截面分别为 300 x 600mm 和 600 x 600mm，材料等级为 C50 且定义非线性的混凝土徐变效应。在阶段施工分析中定义 12 个阶段，每个阶段持续 7 天，考虑时间相关的材料属性。

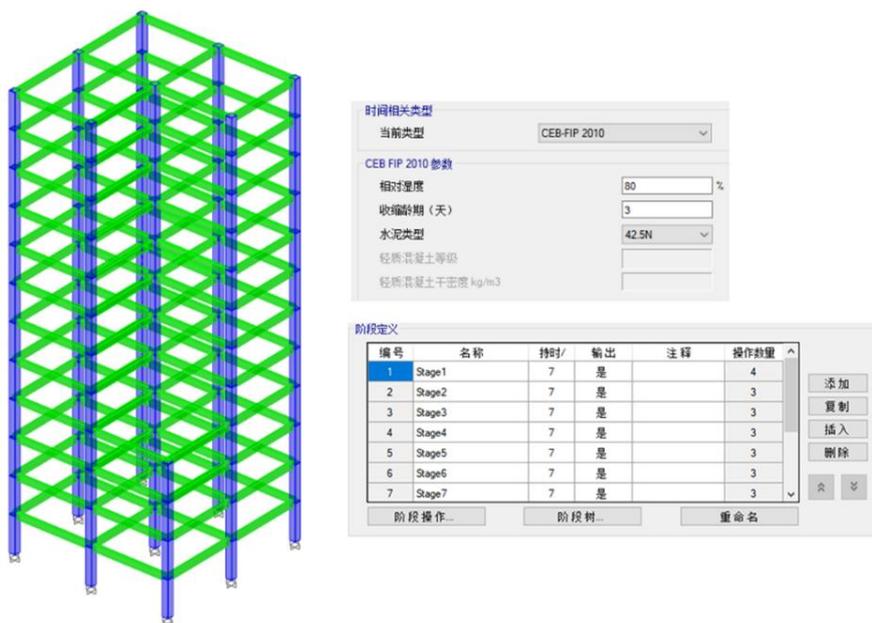


图 1 混凝土框架结构的时变属性和阶段施工分析



问题描述/PROBLEM

如图 2 所示，以某框架梁的弯矩图为例，考虑混凝土收缩徐变后的内力重分布与预期不符。根据工程经验判断，混凝土徐变会在一定程度上减小梁端负弯矩、增大跨中正弯矩，但不应该出现“只有正弯矩、没有负弯矩”的计算结果。

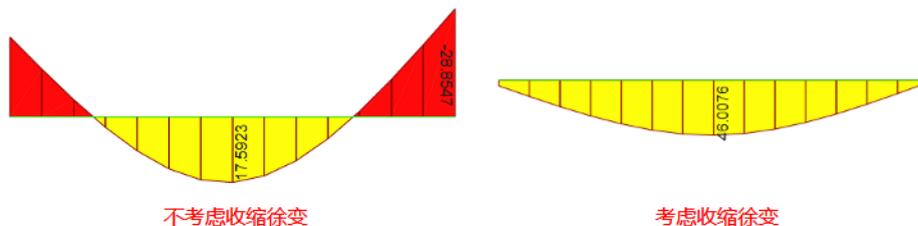


图 2 混凝土徐变对框架梁弯矩图的影响 (一)



解决办法/SOLUTION

混凝土徐变是长期荷载作用下的混凝土变形之一，特指“应力保持不变但应变随着时间的增长而增大”的力学现象。徐变系数用于描述混凝土的徐变特性，即：徐变系数=徐变应变/瞬时应变。对于超静定结构，结构整体会随着应变的变化而发生内力/应力重分布，新的内力/应力值会影响瞬时应变。在徐变系数不变的情况下，瞬时应变的变化引起徐变应变的变化。

上述计算结果与预期不符的主要原因是每个施工阶段的时变分析只有一个增量步，也就是由该阶段的初始状态直接计算第七天的徐变系数，未考虑七天内力瞬时应变对徐变应变的影响。为了准确计算七天内的徐变应变，建议改用更多增量步计算应力和应变的渐变过程。如图 3 所示，修改每个施工阶段中时变分析的增量步数，由默认的“1”增大为“100”。



图 3 修改施工阶段中时变分析的增量步数

如图 4 所示，每个施工阶段中时变分析的增量步数为 100 时，框架梁的弯矩图符合预期的内力重分布形式，即：梁端负弯矩减小、跨中正弯矩增大。如果进一步增加增量步数，弯矩图还会产生微小的变化但基本趋于收敛。关于类似问题的更多解释，请参阅筑信达知识库文档《[超静定结构的徐变分析与增量步数](#)》。

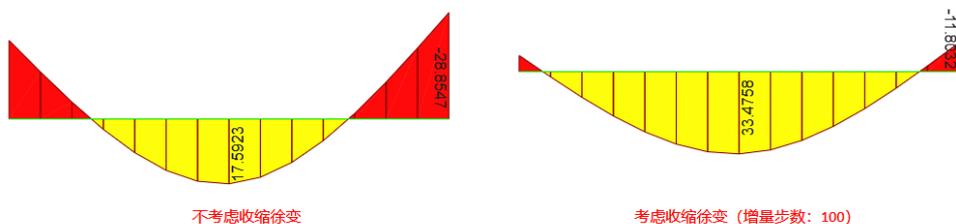


图 4 混凝土徐变对框架梁弯矩图的影响 (二)

编写：张志国

减震结构楼层加速度异常

本案例主要介绍某框架结构布置阻尼器后，楼层加速度反而增大的原因和解决办法。

使用软件/SOFTWARE

ETABS v21.2.0

模型简介/MODEL

如图 1 所示的某五层框架结构，各层沿着 X 向布置了粘滞阻尼器，Y 向没有布置消能器。现采用 FNA 法进行 X 向和 Y 向的时程分析。

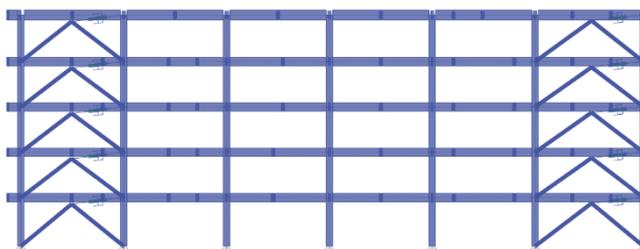


图 1 立面示意图

问题描述/PROBLEM

分析发现，X 向布置阻尼器后楼层加速度减小，符合预期，Y 向没有布置消能器，加速度应该保持不变，但是分析结果显示 UY 加速度异常增大。以第五层为例，Story Acceleration 从 4336mm/s² 增加至 6597mm/s²，请问为什么会出现这种现象？应该如何解决？

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Story Accelerations						
Filter: None						
	Story	Output Case	Case Type	Step Type	UX mm/sec ²	UY mm/sec ²
	5	El-X	NonModHist	Max	3626.64	663.9
	5	El-X	NonModHist	Min	-4257.48	-683.01
	5	El-Y	NonModHist	Max	219.53	4336.56
	5	El-Y	NonModHist	Min	-242.46	-4314.25
	4	El-X	NonModHist	Max	3351.1	593.73
	4	El-X	NonModHist	Min	-3469.47	-582.34
	4	El-Y	NonModHist	Max	188.95	3699.3
	4	El-Y	NonModHist	Min	-191.89	-3523.97

(a) 无控模型

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Story Accelerations						
Filter: None						
	Story	Output Case	Case Type	Step Type	UX mm/sec ²	UY mm/sec ²
	5	El-X	NonModHist	Max	2706.27	1453.2
	5	El-X	NonModHist	Min	-2273.17	-1318.46
	5	El-Y	NonModHist	Max	139.54	6213.3
	5	El-Y	NonModHist	Min	-135.35	-6597.15
	4	El-X	NonModHist	Max	2052.33	1131.68
	4	El-X	NonModHist	Min	-1926.69	-1096.87
	4	El-Y	NonModHist	Max	106.23	9166.11
	4	El-Y	NonModHist	Min	-102.84	-8003.77

(b) 有控模型

图 2 楼层最大加速度



解决办法/SOLUTION

【Story Accelerations】表格输出的是楼层最大加速度，也就是楼层范围内所有节点的最大绝对加速度。查看【Joint Accelerations - Absolute】表格，将UY方向的加速度从大到小排序，发现最大加速度出现在节点198、70、199、197，均位于人字撑顶部，如图3和图4所示，并不是楼面处的节点，因此它并不能表征楼面加速度。

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	UX mm/sec ²	UY mm/sec ²
2	198	865	EI-Y	NonModHist	Max	68.12	9680.7
4	198	861	EI-Y	NonModHist	Max	96.48	9166.11
2	70	873	EI-Y	NonModHist	Max	51.33	8771.2
4	70	869	EI-Y	NonModHist	Max	103.36	8427.89
4	199	862	EI-Y	NonModHist	Max	96.02	8106.07
4	197	870	EI-Y	NonModHist	Max	103.71	7813.32
2	199	866	EI-Y	NonModHist	Max	67.93	7507.17
3	70	871	EI-Y	NonModHist	Max	79.56	7189.84
3	198	863	EI-Y	NonModHist	Max	72.47	7160.85
2	197	874	EI-Y	NonModHist	Max	50.51	6840.52
3	199	864	EI-Y	NonModHist	Max	71.54	6756.51
1	198	850	EI-Y	NonModHist	Max	34.2	6431.01
1	197	849	EI-Y	NonModHist	Max	24.21	6394.18
1	199	851	EI-Y	NonModHist	Max	33.97	6359.42

图3 节点绝对加速度表格

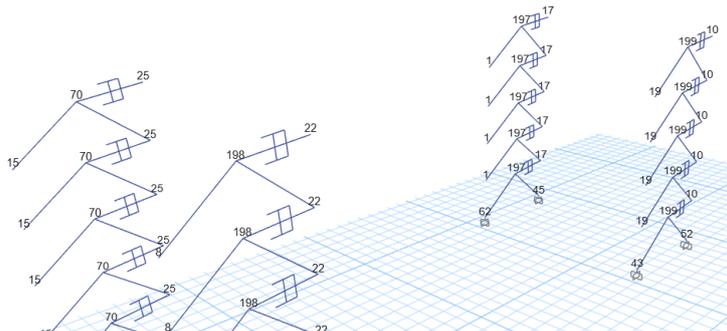


图4 节点标签号

根据《基于保持建筑正常使用功能的抗震技术导则》RISN-TG046-2023（简称《导则》）第4.4.1条条文说明，最大楼面水平加速度可取结构各层质心处楼面绝对水平加速度响应时程的最大值。因此，【Story Accelerations】表格输出的结果并不是该规范要求的楼面加速度。对于**考虑刚性隔板的模型**，由于隔板范围内节点无面内相对变形，可通过【Diaphragm Accelerations】表格得到楼面加速度；对于**没有考虑刚性隔板的模型**，需找到质心（附近）处的节点，通过【Joint Accelerations - Absolute】查看相应的绝对加速度作为楼面加速度。

本例中各层均考虑刚性隔板，可通过【Diaphragm Accelerations】表格查看楼面加速度，如图5所示，可见由于Y向没有布置消能器，在Y向地震作用激励下，两个模型沿UY方向的楼面加速度几乎没有变化，符合预期。

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None						Diaphragm Accelerations	
Filter: ([Step Type] = 'Max')							
	Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	Max UX mm/sec ²	Max UY mm/sec ²
	5	D1	EI-Y	NonModHist	Max	219.53	4336.56
	4	D1	EI-Y	NonModHist	Max	188.95	3699.3
	3	D1	EI-Y	NonModHist	Max	144.8	3555.05
	2	D1	EI-Y	NonModHist	Max	126.83	3121.17
	1	D1	EI-Y	NonModHist	Max	96.08	2416.45

(a) 无控模型

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None						Diaphragm Accelerations	
Filter: ((Diaphragm) = 'D1') AND ((Output Case) = 'E1-Y') AND ((Step Type) = 'Max')							
	Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	Max UX mm/sec ²	Max UY mm/sec ²
	5	D1	E1-Y	NonModHist	Max	143.35	4395.82
	4	D1	E1-Y	NonModHist	Max	107.97	3854.42
	3	D1	E1-Y	NonModHist	Max	97.25	3545.03
	2	D1	E1-Y	NonModHist	Max	78.5	3056.68
▶	1	D1	E1-Y	NonModHist	Max	59.18	2333.21

(b) 有控模型

图 5 隔板最大加速度

接下来分析本例中 Y 向时程作用下，消能器一端 UY 方向加速度较大的原因。

本例中人字撑采用的是工字形截面，如图 6 所示，强轴指向面外，面内抗弯刚度修正为 0，面外抗弯刚度未被修正，但刚度较弱。

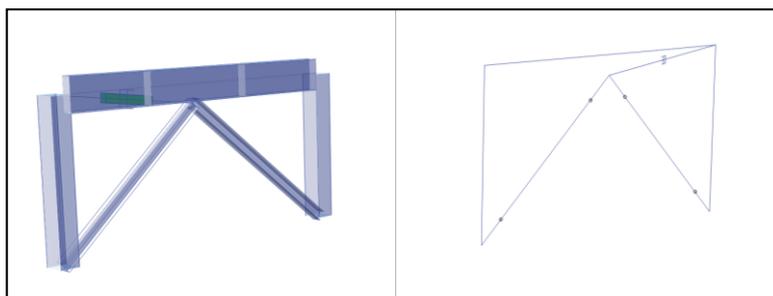


图 6 人字撑示意图

由于无控模型中并没有建立人字撑，故没有出现人字撑面外刚度较弱的问题。

我们尝试在无控模型中加上人字撑，查看此时的加速度结果。如图 7 所示，可以看见此时人字撑顶部节点的最大绝对加速度已经达到 7529.92mm/s^2 ，超过了楼面节点的加速度（约 4000mm/s^2 ）。有控模型进行 FNA 计算时，连接单元将转换为一对等大反向的力作用在节点上，Y 向时程分析时便会进一步激发人字撑的面外振动，从而产生更大的加速度，所以出现了有控模型中人字撑顶部节点的最大绝对加速度达到 9680.7mm/s^2 的现象。

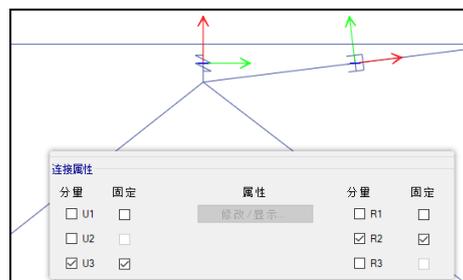
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	UX mm/sec ²	UY mm/sec ²
3	198	463	E1-Y	NonModHist	Max	134.05	7529.92
4	198	461	E1-Y	NonModHist	Max	135.43	7436.71
4	70	469	E1-Y	NonModHist	Max	145.85	7426.03

图 7 带人字撑的无控模型的节点绝对加速度

实际工程中，人字撑顶部有一定的构造措施保证其面外的稳定性，如图 8（a）所示，所以我们并不需要关心模型中人字撑顶部的加速度。如需避免该问题，建模时可通过 link 模拟限位装置，如图 8（b）所示。



(a) 限位装置示意图



(b) 通过 link 模拟限位装置

图 8 人字撑顶部的限位装置

隔震器出力与相连支墩内力不平衡

本案例主要介绍隔震模型中，隔震器出力与相连支墩内力不平衡的原因及解决办法。

使用软件/SOFTWARE

ETABS v21.2.0

模型简介/MODEL

某 12 层框-剪隔震结构，采用抗压刚度不一致的隔震器，模型中通过 Rubber Isolator 单元和 Gap 单元并联的方式进行模拟，隔震器下方布置了下支墩。

问题描述/PROBLEM

统计隔震支座应力时，需要同时统计 Rubber Isolator 单元和相同位置 Gap 单元的内力，操作较繁琐。为了简化操作，欲提取下支墩的轴力代表隔震支座的轴向受力，但在核对数据时发现下支墩的轴力与隔震支座的轴向受力相差较多。

如图 1 所示，PX3 时程工况下隔震支座的受力为，

$$\text{Max: } -400.75 - 3606.79 = -4007.54 \text{ kN}$$

$$\text{Min: } -662.98 - 5966.81 = -6629.78 \text{ kN}$$

下支墩受力为 $P_{\text{max}} = -3612.3 \text{ kN}$ ， $P_{\text{min}} = -6737.78 \text{ kN}$ ，误差高达 10%。请问是什么原因？应该如何处理？

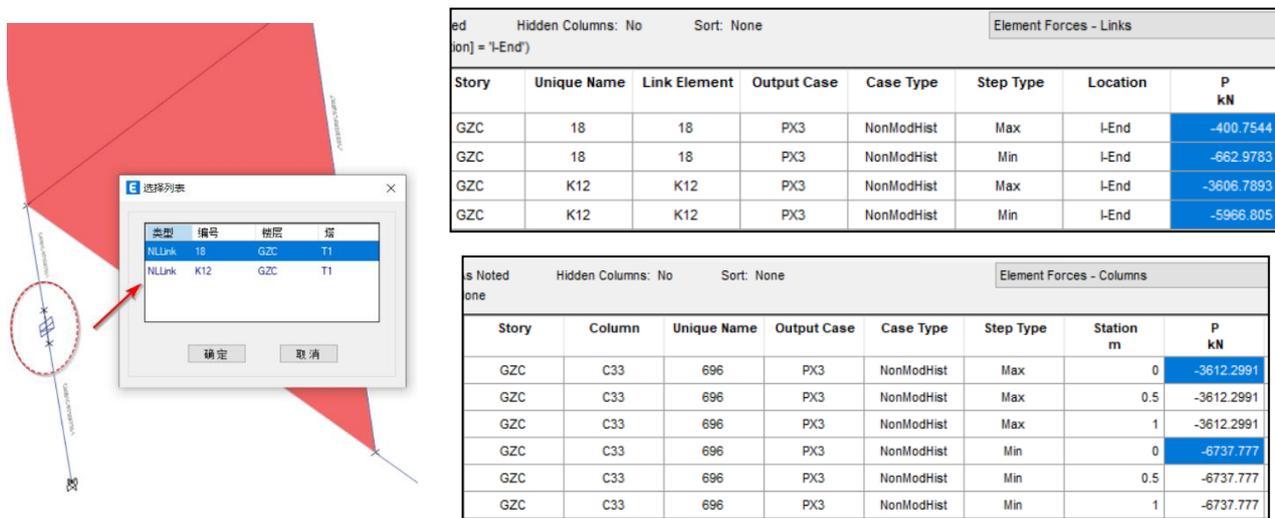


图 1 构件内力对比

解决办法/SOLUTION

本例中时程分析采用 FNA 法，FNA 本质为一种快速的模态叠加法，因此，当计算结果出现异常，应重点检查时程工况和相关模态工况的定义。

首先通过【显示>显示表格>Analysis Results>Structure Output>Modal Information>Modal Load Participation Ratios】中的荷载参与系数结果判断当前的计算结果是否合理。如图 2 所示，大部分连接单元的静力参与系数“Static (%)”未达到 100%，动力参与系数非常小，说明当前设置的模态数量可能未达到计算需求。

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Modal Load Participation Ratios
Filter: None

Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Link	K23 (U3)	7.62	0.0003435
Modal	Link	K23 (R1)	7.62	0.0003435
Modal	Link	K23 (R2)	7.62	0.0003435
Modal	Link	K23 (R3)	7.62	0.0003435
Modal	Link	K24 (U1)	1.17	0.0001987
Modal	Link	K24 (U2)	1.17	0.0001987
Modal	Link	K24 (U3)	1.17	0.0001987
Modal	Link	K24 (R1)	1.17	0.0001987
Modal	Link	K24 (R2)	1.17	0.0001987
Modal	Link	K24 (R3)	1.17	0.0001987
Modal	Link	K25 (U1)	1.06	7.596E-05
Modal	Link	K25 (U2)	1.06	7.596E-05
Modal	Link	K25 (U3)	1.06	7.596E-05
Modal	Link	K25 (R1)	1.06	7.596E-05
Modal	Link	K25 (R2)	1.06	7.596E-05

图2 荷载参与系数

检查发现，本例中模态工况的数量仅为 20 个，根据 CSI 建议，本例需要的最少模态数量为“隔震器数量 $18 \times$ 非线性自由度数量 $3 +$ 楼层数 $12 \times$ 自由度数量 $3 +$ 恒载数 $1 +$ 活载数 $1 = 92$ 个”，且施加荷载时优先施加了 UX、UY 和 UZ 的加速度，Link 位置靠后。程序运行分析时将按荷载施加顺序依次计算激励荷载作用下的模态，当前设置的模态数量过少，程序无法完全考虑 Link 荷载的激励，导致 FNA 法的计算结果不准确。

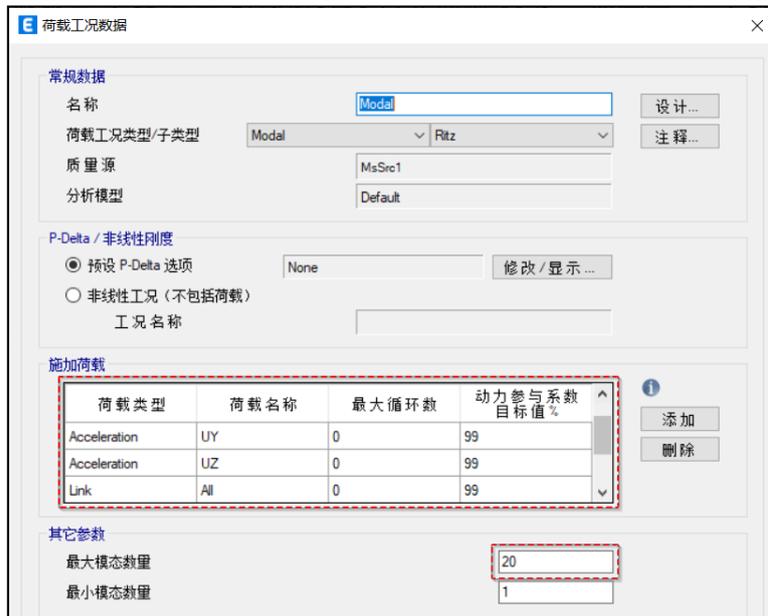


图3 不恰当的模态工况定义

根据上文计算的最少模态数量调整模态工况，再次运行计算，得到结果如下，PX3 时程工况下隔震支座的受力为，

$$\text{Max: } -400.40-3603.62 = -4004.02 \text{ kN}$$

$$\text{Min: } -651.19-5860.75 = -6511.94 \text{ kN}$$

下支墩受力为 $P_{\text{max}} = -4003.5995 \text{ kN}$ ， $P_{\text{min}} = -6512.82 \text{ kN}$ 。两者基本吻合。

Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station m	P kN
GZC	C33	696	PX3	NonModHist	Max	0	-4003.5995
GZC	C33	696	PX3	NonModHist	Max	0.5	-4003.5995
GZC	C33	696	PX3	NonModHist	Max	1	-4003.5995
GZC	C33	696	PX3	NonModHist	Min	0	-6512.8204
GZC	C33	696	PX3	NonModHist	Min	0.5	-6512.8204
GZC	C33	696	PX3	NonModHist	Min	1	-6512.8204

(a) 下支墩

Story	Unique Name	Link Element	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN
GZC	18	18	PX3	NonModHist	Max	I-End	-400.4022
GZC	18	18	PX3	NonModHist	Min	I-End	-651.1949
GZC	K12	K12	PX3	NonModHist	Max	I-End	-3603.62
GZC	K12	K12	PX3	NonModHist	Min	I-End	-5860.754

(b) 隔震器

图4 构件内力

查看此时的荷载参与系数结果，连接单元的静力参与系数均达到 100%，满足预期。关于模态分析时模态数量的取值，更详细的内容可参考知识库“[如何判断 Ritz 模态数量是否足够？](#)”。

Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Link	K23 (U1)	100	3.2
Modal	Link	K23 (U2)	100	3.2
Modal	Link	K23 (U3)	100	3.2
Modal	Link	K23 (R1)	100	3.2
Modal	Link	K23 (R2)	100	3.2
Modal	Link	K23 (R3)	100	3.2
Modal	Link	K24 (U1)	100	2.66
Modal	Link	K24 (U2)	100	2.66
Modal	Link	K24 (U3)	100	2.66
Modal	Link	K24 (R1)	100	2.66
Modal	Link	K24 (R2)	100	2.66
Modal	Link	K24 (R3)	100	2.66
Modal	Link	K25 (U1)	100	2.67
Modal	Link	K25 (U2)	100	2.67
Modal	Link	K25 (U3)	100	2.67

图5 调整后的荷载参与系数

编写：刘慧璇

美标地震作用手算和程序不一致

采用 ETABS 按照美标 ASCE7-16 进行地震作用计算时，程序输出的总基底剪力与手算结果对不上。本案例主要分析该现象的产生原因。

使用软件/SOFTWARE

ETABS v21.2.0

模型简介/MODEL

某框架核心筒模型，由框架和剪力墙构成。

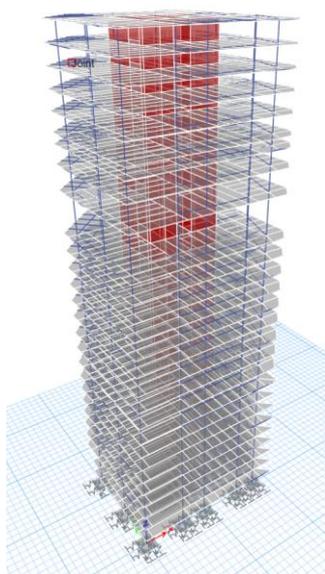


图 1 某框架核心筒模型

问题描述/PROBLEM

采用 ETABS 按照美标 ASCE7-16 进行地震作用计算时，程序输出的总基底剪力与手算结果对不上，程序计算的 X 方向地震响应系数 $C_s=0.05781$ ，手算的 X 方向地震响应系数 $C_s=0.03854$ ，请问是什么原因？

地震作用的基本信息如图 2 所示；其中结构模态分析的基本周期为 1.871s，程序计算的 X 方向地震响应见图 3；手算的 X 方向地震响应见图 4。



图 2 x 方向地震作用输入界面

Equivalent Lateral Forces

Seismic Response Coefficient, C_s [ASCE 12.8.1.1, Eq. 12.8-2]

$$C_s = \frac{S_{cs}}{T}$$

[ASCE 12.8.1.1, Eq. 12.8-3]

$$C_{s,max} = \frac{S_{cs}}{T}$$

[ASCE 12.8.1.1, Eq. 12.8-5]

$$C_{s,min} = \max(0.044 S_{cs}, 0.01) = 0.037488$$

[ASCE 12.8.1.1, Eq. 12.8-6]

$$C_{s,min} = 0.5 \frac{S_s}{T} \text{ for } S_s = 0.6g$$

$$C_{s,min} \leq C_s \leq C_{s,max}$$

Calculated Base Shear

Direction	Period Used (sec)	C_s	W (kN)	V (kN)
X	1.871	0.05781	242180.9274	14000.5502
X + Ecc. Y	1.871	0.05781	242180.9274	14000.5502
X - Ecc. Y	1.871	0.05781	242180.9274	14000.5502

图3 程序计算的 x 方向地震响应系数 C_s

$$S_{DS} := 0.852$$

$$S_S := 1.278$$

$$S_{D1} := 0.468754$$

$$S_1 := 0.363$$

$$T_S := \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.55$$

$$I_e := 1$$

$$R := 6.5$$

$$h_n := 125$$

$$C_t := 0.0488$$

$$x := 0.75$$

$$T_a := C_t \cdot h_n^x = 1.824$$

$$C_u := \begin{cases} \text{if } S_{D1} \geq 0.3 \\ 1.4 \end{cases}$$

$$T_1 := C_u \cdot T_a = 2.554$$

$$T_2 := 1.871$$

$$T := \min(T_1, T_2) = 1.871$$

$$C_s := \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I_e}\right)} = 0.03854 \quad C_{s,min} := 0.044 S_{DS} \cdot I_e = 0.037$$

$$C_s := \max(C_s, C_{s,min}) = 0.03854$$

图4 手算的 x 方向地震响应系数 C_s



解决办法/SOLUTION

ASCE 7-16 相比 ASCE 7-10, 在地震作用方面新增了一条规定: 第 11.4.8 条规定, 当结构在 D 类场地, S_1 不小于 0.2, 基本周期 T 介于 $1.5T_s$ 和 T_L 之间时, 由式 12.8-2 算出的地震响应系数 C_s 应放大 1.5 倍 (图 5)。

- Structures on Site Class E sites with S_S greater than or equal to 1.0, provided the site coefficient F_a is taken as equal to that of Site Class C.
- Structures on Site Class D sites with S_1 greater than or equal to 0.2, provided the value of the seismic response coefficient C_s is determined by Eq. (12.8-2) for values of $T \leq 1.5T_s$ and taken as equal to 1.5 times the value computed in accordance with either Eq. (12.8-3) for $T_L \geq T > 1.5T_s$ or Eq. (12.8-4) for $T > T_L$.
- Structures on Site Class E sites with S_1 greater than or equal to 0.2, provided that T is less than or equal to T_s and the equivalent static force procedure is used for design.

图4: ASCE7-16 新增地震作用规定

本案例中, 场地类别为 D 类; $S_1=0.363>0.2$; 基本周期 $T=1.871$, 介于 $1.5T_s$ ($1.5 \cdot 0.55=0.825$) 与 T_L (12s) 之间, 正好符合新增条款, 因此需放大 1.5 倍地震作用, 最终的 $C_s=0.03854 \times 1.5=0.05781$, 正好与程序结果对应。

值得一提的是, ASCE 7-22 中又删除了该条款。

编写: 郑翔

美标节点抗剪承载力问题

采用 SAP2000 软件分析某混凝土框架结构（图 1），美标节点抗剪承载力计算结果与软件说明文档不一致。本案例主要分析该现象的产生原因。

使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v25.2.0

模型简介/MODEL

某混凝土框架模型，如图 1。

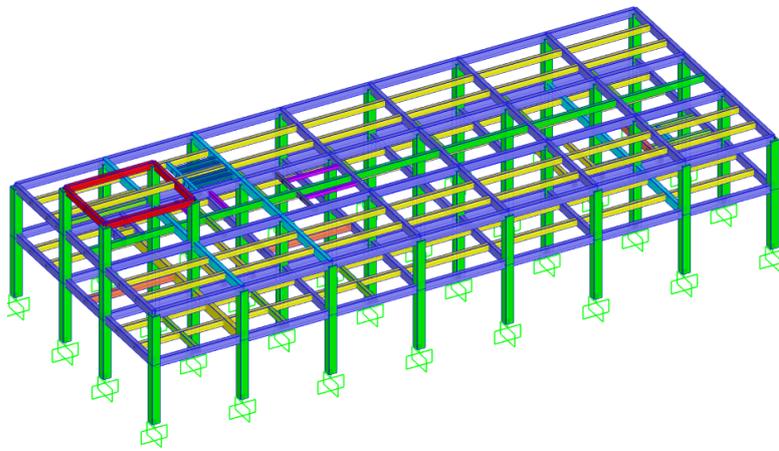


图 1 某混凝土框架结构模型

问题描述/PROBLEM

采用 SAP2000 按照美标 ACI318-14 进行混凝土框架设计时，程序输出的节点抗剪承载力限值（图 2），为啥没有乘以公式里面的 20（如图 3 所示，节点四边约束，用第一个公式），请问是什么原因？

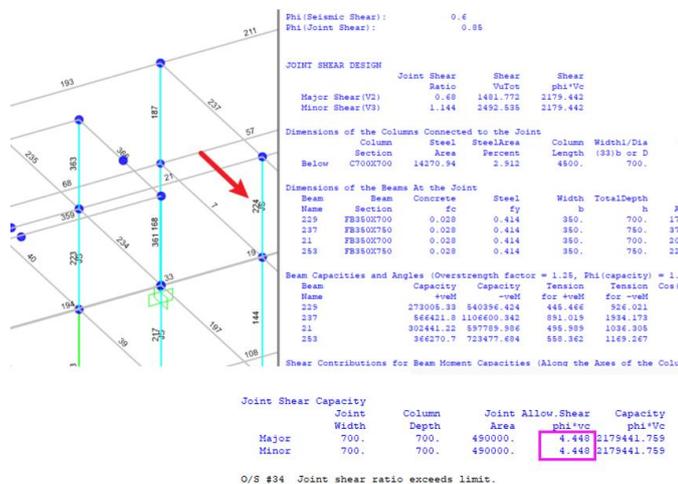


图 2 框架柱设计细节 1

3.6.3 Check Panel Zone Shear Stress

The panel zone shear stress is evaluated by dividing the shear force by the effective area of the joint and comparing it with the following design shear strengths (ACI 21.5.3).

$$v = \begin{cases} 20\phi\lambda\sqrt{f'_c} & \text{for joints confined on all four sides,} \\ 15\phi\lambda\sqrt{f'_c} & \text{for joints confined on three faces or} \\ & \text{on two opposite faces,} \\ 12\phi\lambda\sqrt{f'_c} & \text{for all other joints,} \end{cases} \quad (\text{ACI 18.8.4.1, Table 18.8.4.1})$$

图 3 程序自带设计手册

解决办法/SOLUTION

程序自带的设计说明是基于英制单位的公式，国内用户若想按照图 3 公式计算，需把输入数据全部换成英制单位。对于习惯了公制单位的国内工程师，其实可以查阅公制单位版本的 ACI 318M-14。以本案例为例，查阅 ACI 318M-14 的第 18.8.4 条，规范规定如图 5 所示：

18.8.4 Shear strength

18.8.4.1 V_n of the joint shall be in accordance with Table 18.8.4.1.

Table 18.8.4.1—Nominal joint shear strength V_n

Joint configuration	V_n
For joints confined by beams on all four faces ^[1]	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]
For joints confined by beams on three faces or on two opposite faces ^[1]	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]
For other cases	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]

^[1] Refer to 18.8.4.2.

^[2] λ shall be 0.75 for lightweight concrete and 1.0 for normalweight concrete. A_j is given in 18.8.4.3.

图 4 ACI 318M 关于节点抗剪承载力规定

18.8.4.2 In Table 18.8.4.1, a joint face is considered to be confined by a beam if the beam width is at least three-quarters of the effective joint width. Extensions of beams at least one overall beam depth h beyond the joint face are considered adequate for confining that joint face. Extensions of beams shall satisfy 18.6.2.1(b), 18.6.3.1, 18.6.4.2, 18.6.4.3, and 18.6.4.4.

图 5 ACI 318M 关于梁对节点约束是否有效的规定

ACI 318M 第 18.8.4.2 条规定，只有当梁宽大于柱宽度的 3/4 时，才认为梁对节点的约束有效（图 5）。本案例节点处柱尺寸 700mmx700mm，梁尺寸 350mmx700mm，则梁宽度不满足大于柱宽度的 3/4 要求，因此节点区剪应力限值需按照 $\phi * 1.0\lambda\sqrt{f'_c}$ 计算。本案例 $f'_c = 27.579\text{MPa}$ ，则 $\phi * 1.0\lambda\sqrt{f'_c} = 0.85 * 1.0 * 1.0 * \sqrt{27.579} = 4.46\text{MPa}$ ，与图 2 中的 4.448MPa 接近，说明程序计算无误。

编写：郑翔

撬力对柱脚节点底板抗剪验算的影响

本案例主要介绍 IDEA 中撬力对柱脚节点底板抗剪验算的影响。

使用软件/SOFTWARE

IDEA v24.0.0

模型简介/MODEL

该模型为柱脚节点，如图 1 所示。

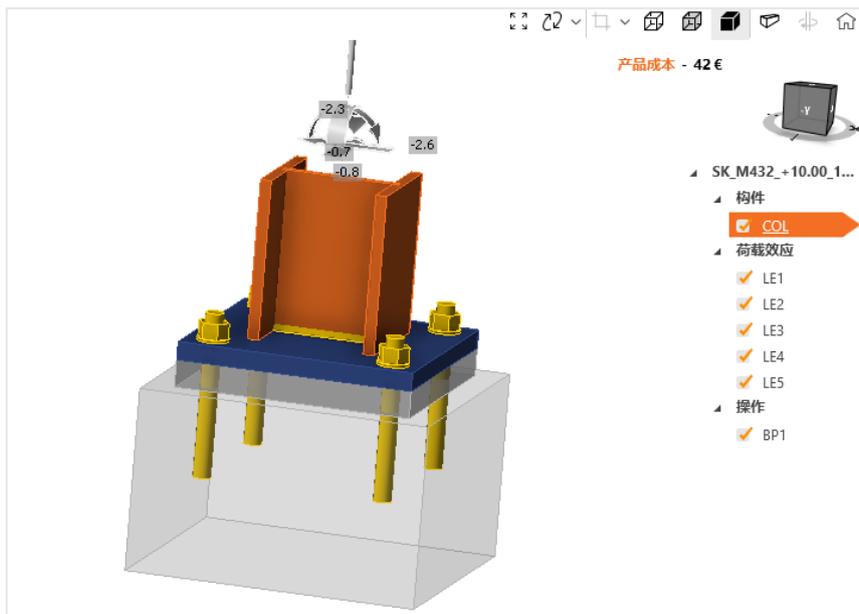


图 1 某柱脚节点示意图

问题描述/PROBLEM

在对该柱脚节点做分析设计时，调整了模型中的基础底板的厚度（base plate thickness，图 1 中蓝色板件的厚度），导致该柱脚节点的底板和混凝土接触面之间的抗剪验算（shear in contact plane）结果发生了改变。如图 2 中所示，当底板厚度设置为 12mm 时，该底板的抗剪承载比为 0.65 小于 1，满足规范要求。但是当把底板厚度设置为 20mm 时，该底板的抗剪承载比为 1.01 大于 1，不满足规范要求。为何将板厚度有 12mm 改为 20mm 后，底板的抗剪验算反而不通过？



图 2 不同板厚的抗剪验算结果

解决办法/SOLUTION

该项验算的是底板和水泥之间的抗剪承载能力，底板抗剪承载比=该节点承受的荷载/底板抗剪承载能力。节点底板厚度改变时，节点承受的荷载大小不会改变，但是底板的抗剪承载能力发生了改变。依据规范 EN 1993-1-8 中 6.2.2 条，如图 3 所示，底板的抗剪承载能力 $F_{f,Rd}$ = 混凝土承受的轴向力 $N_{C,Ed}$ × 摩擦系数 $C_{f,d}$ 。其中摩擦系数为常数，当底板厚度不同时，混凝土承受的轴向力 $N_{C,Ed}$ 发生改变。如图 2 中红色选框所示，当板厚为 12mm 时轴力设计值为 $N_{C,Ed} = 16.3\text{ kN}$ ，当板厚为 20mm 时轴力设计值 $N_{C,Ed} = 10.6\text{ kN}$ ，混凝土承受的轴力不同导致板抗剪承载能力不同，最终校核结果的不同。

- (6) In a column base the design friction resistance $F_{f,Rd}$ between base plate and grout should be derived as follows:

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{C,Ed} \quad \dots (6.1)$$

where:

$C_{f,d}$ is the coefficient of friction between base plate and grout layer. The following values may be used:

- for sand-cement mortar $C_{f,d} = 0,20$;
- for other types of grout the coefficient of friction $C_{f,d}$ should be determined by testing in accordance with EN 1990, Annex D;

$N_{C,Ed}$ is the design value of the normal compressive force in the column.

NOTE: If the column is loaded by a tensile normal force, $F_{f,Rd} = 0$.

图-3 规范截图

接下来解释混凝土承受的柱轴力不同的原因。当板厚度较小 12mm 时，由于板刚度较小导致板和锚栓之间形成撬力的作用，撬力的相关知识可以参考知识库文章：[螺栓拉力与外荷载的平衡问题](#)。查看 12mm 厚度板中混凝土的应力分布可以看到，由于底板刚度较小，板件的弯曲变形以将板边缘为支点形成杠杆作用，混凝土压应力的极值在边缘位置处且范围较大，此时相邻的锚栓拉力较大，A7 为 11.2 kN，A8 为 7.7 kN。对比 20mm 厚的板，板的刚度增加，撬力作用减弱，混凝土压应力的极值在边缘位置处但是范围较小，相邻位置的锚栓拉力也逐渐减少，最终混凝土承受的轴力也变小。

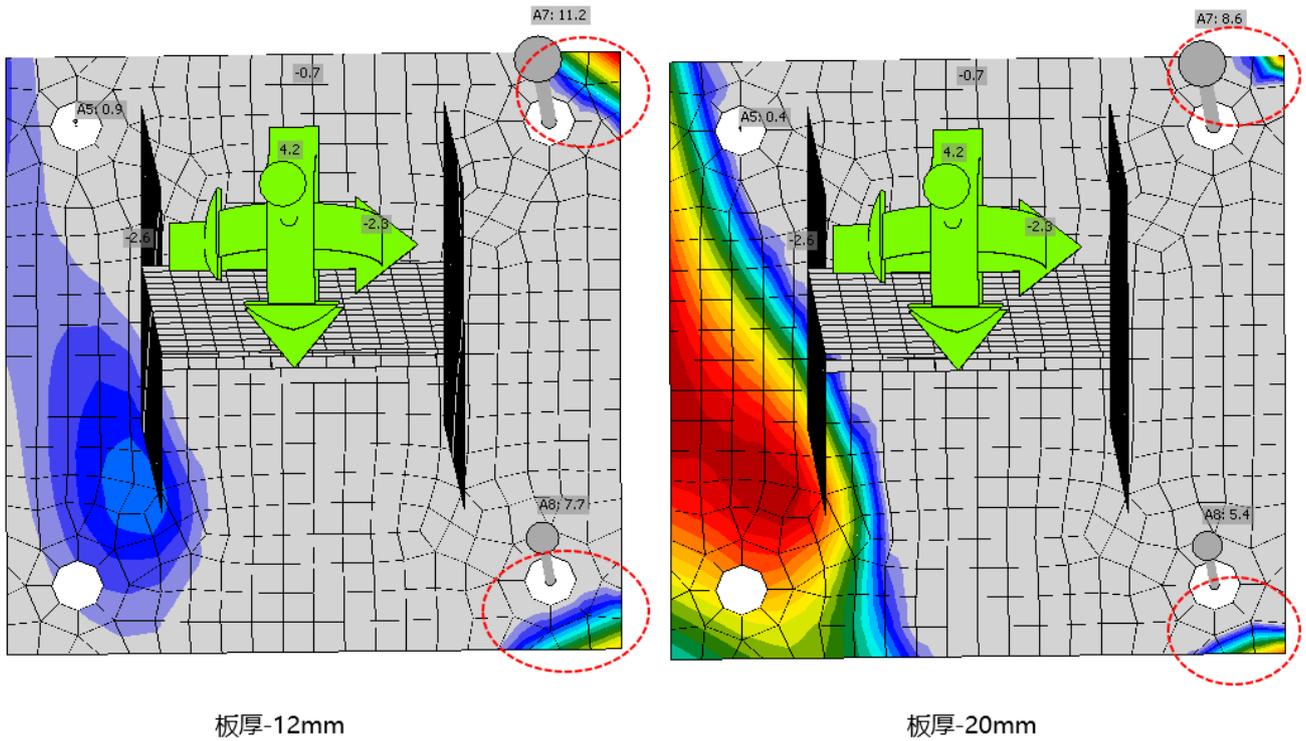


图-4 不同板厚度下节点应力分布云图

撬力作用往往会显著降低连接的承载能力，在设计中应避免该问题。假如适当增加底板的厚度，加强底板的刚度，减小底板的弯曲变形，则可以削弱该锚栓的撬力作用。这里将底板厚度修改为 60mm，可以看到混凝土右侧的压应力已经没有了，仅在左端有压力，此时已没有撬力作用，混凝土承受的轴力为 9.7KN。

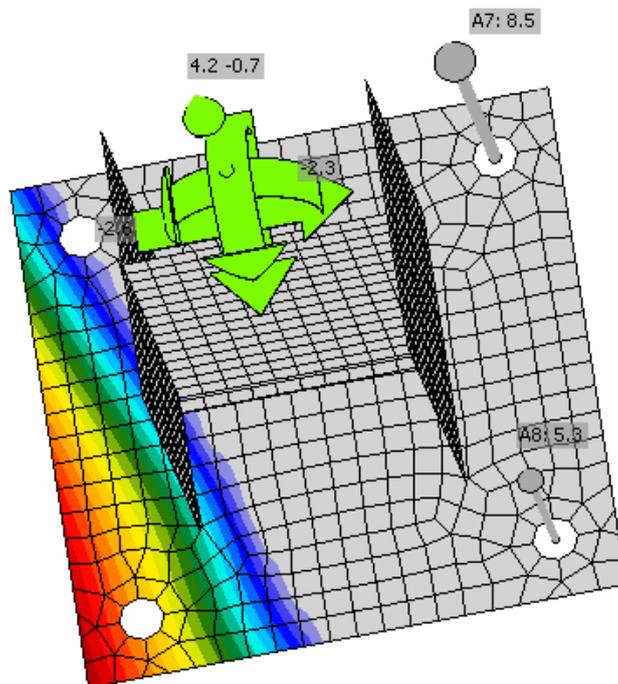


图-5 底板 60mm 厚度-壳体应力分布云图

综上，柱脚节点设计时，需要避免由于底板厚度取值过小出现撬力作用，导致设计结果出现异常。

双角钢斜撑的螺栓拉力

本案例以某双角钢斜撑的螺栓连接为例，主要介绍螺栓拉力产生的原因以及规避方法。

使用软件/SOFTWARE

IDEA v24.0.0

模型简介/MODEL

如图 1 所示，双角钢斜撑和节点板之间采用螺栓连接，节点板与工字梁之间采用焊缝连接。双角钢斜撑仅受拉力作用，工字梁两端固定并在节点板附近布置横向加劲板。

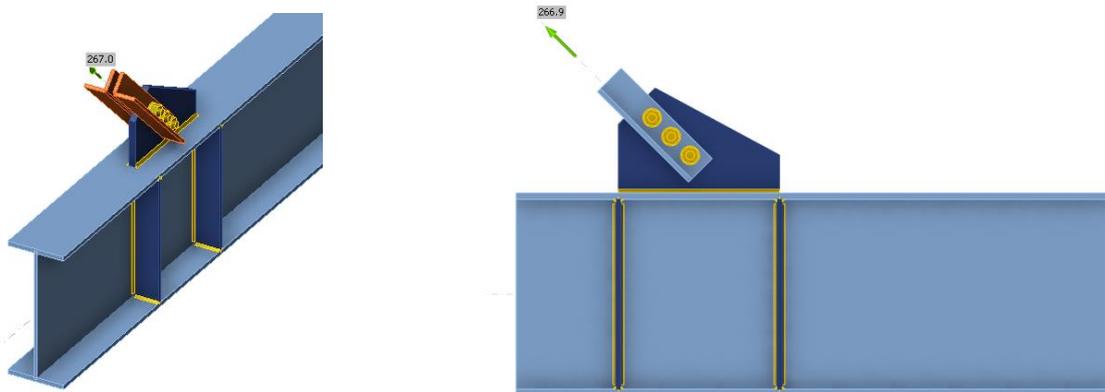


图 1 双角钢斜撑与节点板的螺栓连接

问题描述/PROBLEM

在双角钢斜撑仅受拉力的情况下，三个螺栓应该只有剪力，但 IDEA 却输出非零的螺栓拉力值，如图 2 所示。

Check of preloaded bolts for current load effect

	Status	Item	Grade	Loads	T _f [kN]	V _f [kN]	T _r [kN]	V _s [kN]	Ut _t [%]	Ut _s [%]	Ut _{ts} [%]
>	+	✓	B1	20 A325M LE3	23.6	44.9/44.9	156.4	55.3	15.1	0.0	98.5
	+	✓	B2	20 A325M LE3	8.1	47.5/47.5	156.4	55.3	5.2	0.0	91.8
	+	✓	B3	20 A325M LE3	2.2	53.4/53.4	156.4	55.3	1.4	0.0	98.2

图 2 抗剪螺栓的拉力值（一）

解决办法/SOLUTION

螺栓拉力可以根据“斜撑与节点板在连接位置处的变形”来理解。如图 3 所示，双角钢斜撑在拉力作用下，角钢与节点板的接触面出现张开或趋于张开的缝隙，螺栓必然产生拉力。这是精细化的有限元模型可以计算得到的结果，不能用杆系结构的概念理解为“斜撑受拉，螺栓完全受剪”。

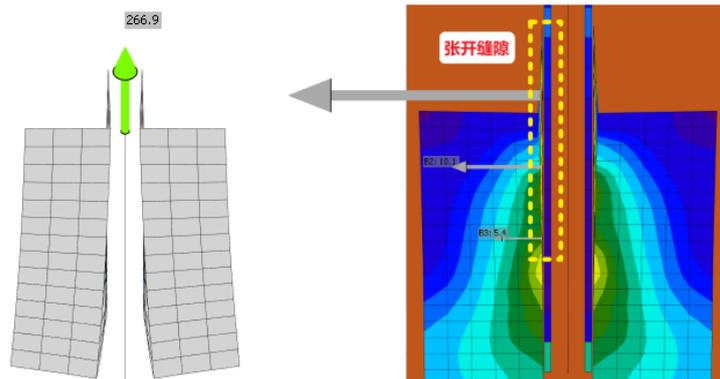


图3 双角钢斜撑与节点板的变形示意图

图3中的变形也符合直观和感性的理解：如图4（左）所示，双角钢的拉力分别作用于两个角钢截面的形心处，但形心和“角钢与节点板的接触面”存在一个非零的偏心距。因此，在双角钢斜撑在拉力作用下，单个角钢会发生弯曲变形。

如图4（右）所示，在支承线的左上侧，两个角钢之间20mm的间隙会减小；但在支承线的右下侧，由于类似“跷跷板”效应，两个角钢与节点板之间的接触面会张开或趋于张开，螺栓将产生拉力阻止接触面间产生缝隙。

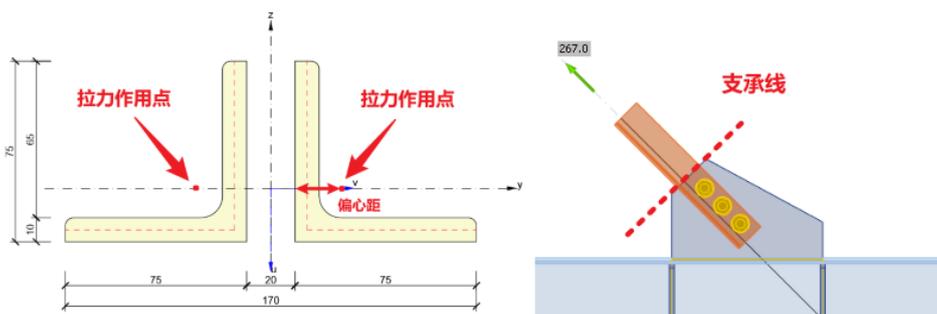


图4 双角钢斜撑的横截面和立视图

在实际工程中，斜撑的两个角钢之间应焊接填板，防止角钢发生上述弯曲变形。为了模拟填板的约束效果，建议用户对双角钢支撑添加四个侧向扭转约束，分别对应两个角钢的四个边，如图5所示。此时，螺栓拉力可以大幅减小，如图6所示。

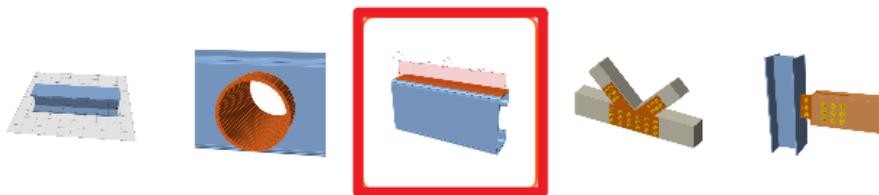


图5 加工操作之侧向扭转约束

Check of preloaded bolts for extreme load effect

	Status	Item	Grade	Loads	T_f [kN]	V_f [kN]	T_r [kN]	V_s [kN]	U_{t_t} [%]	U_{t_s} [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]
>	+	✓	B1	20 A325M LE3	5.0	52.3/52.3	156.4	55.3	3.2	0.0	98.3
	+	✓	B2	20 A325M LE3	1.9	53.0/53.0	156.4	55.3	1.2	0.0	97.3
	+	✓	B3	20 A325M LE4	4.8	52.4/52.4	156.4	55.3	3.1	0.0	98.4

图6 抗剪螺栓的拉力值（二）

河道与岸坡处理对邻近铁路的影响

本案例的模型为一河道的清淤、岸坡开挖、回填过程对邻近铁路与桥梁影响的分析模型。主要展示计算过程中出现的“土体倒塌”错误的解决办法。

使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 3D CE V24

模型简介/MODEL

模型长宽为 $100 \times 100\text{m}$ ，土层厚约 60m ，既有铁路的路基采用实体单元模拟，轨道采用梁单元模拟，既有的桥梁采用实体单元模拟，模型中河流的河道需要进行清淤开挖，河流的岸坡需要进行开挖及块石护坡处理，模型需要分析河道及岸坡处理过程对既有铁路的影响。该模型总体可分为三个主要的分析阶段：1、计算当前状态下的岩土体应力场。2、模拟河道清淤过程，计算铁路变形；3、模拟岸坡处理过程，计算铁路变形。

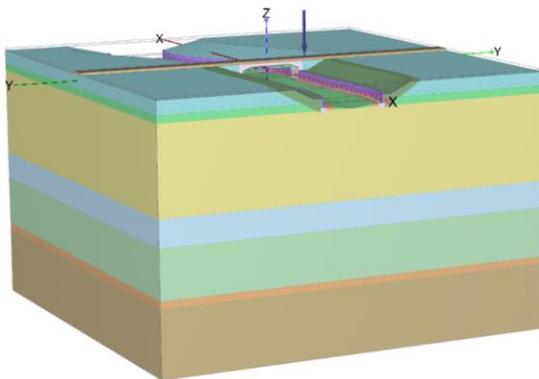


图1 模型示意图

问题描述/PROBLEM

在进行当前状态的应力场计算时，出现“土体倒塌”的错误提示。



图2 错误提示

解决办法/SOLUTION

对于“土体倒塌”错误，首先应预览当前计算步的结果，考虑很可能是土体的破坏行为引起的计算无法收敛。

首先查看当前结果中的土层增量位移云图（图3），初步判断破坏点位于桥梁顶部的铁路路基位置处。

对照塑性应力点分布图（图4），从图中判断，模型中发生破坏的土层为整个铁路路基层，破坏类型为土层的受拉破坏（图4中白色的点）。

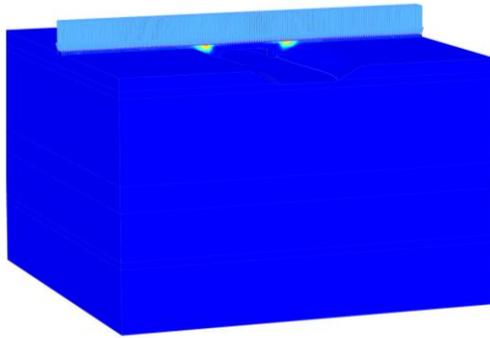


图3 增量位移云图

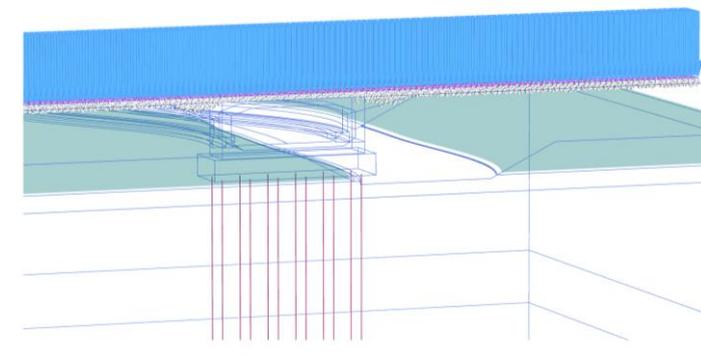


图4 塑性应力点分布图

正常情况下，既有铁路路基整体应该属于受压状态，不会受到拉应力。该模型需要进行整体检查，分析造成路基土受到拉应力的原因。根据经验，可能的原因包括：几何模型的精确性（路基是否是悬浮的）、网格质量问题、分析阶段布置有误等等，也有可能是各种错误设置的叠加引起的。

首先检查几何模型，通过 `check geometry 0.1` 命令，检查模型中是否存在距离小于 0.1 的相邻对象，或面积/体积小于 0.1 的面/体对象，在该模型中未发现几何精确性问题。

然后检查网格质量，发现模型中存在一些质量较差的单元，主要集中在河道与岸坡的位置。该模型需要通过调整局部土体的粗糙因数来进行网格的优化。

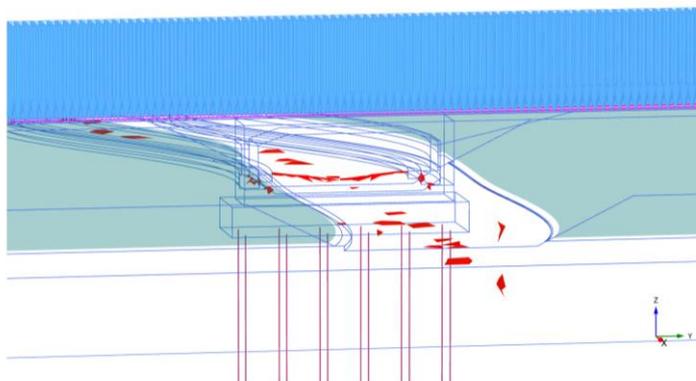


图5 网格质量图

检查模型中的分析阶段设置，发现该模型仅用了两个 Phase 来计算当前状态的岩土体应力场。其中 Initial Phase 为全水平土层，计算类型为 K0 方法，Phase1 直接进行了河道的开挖、桥梁、铁路的施工。该分析阶段设置存在较为明显的问题。首

先，应先判断河道是否为人工开挖河道，如果为天然河道，建议 Initial Phase 中直接将河道部分冻结，采用重力加载的方式来计算。其次，河道、桥梁、铁路路基、铁路轨道、铁路运营荷载等对象的激活和冻结不应在一个阶段同时完成，河道对象的冻结为卸载过程，桥梁和铁路对象的激活为加载过程，如果不将几何过程分开处理，会引起模型中应力路径与应力状态混乱。同时发现模型中土层包含了排水类型为“不排水”的黏土层，在计算初始应力时，模型中的河道、桥梁、铁路的施工过程均属于长期过程，不应计算由黏土层的不排水行为引起的超静孔隙水压力或负的超静孔隙水压力（卸载）。

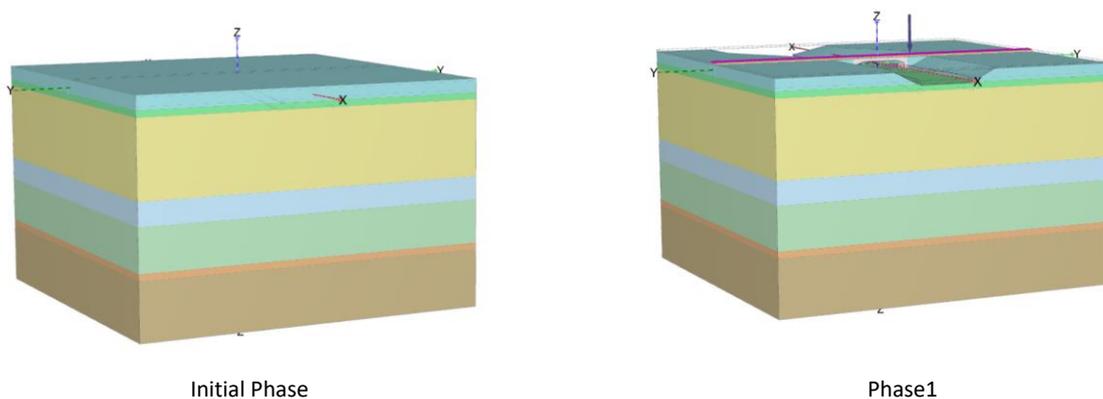


图 6 分析阶段设置图

对于分析阶段的修改，整体修改过程包括：

- 1、修改 Initial Phase，计算方法采用重力加载方法，同时冻结河道部分。
- 2、Phase1 设置为既有桥梁的施工。
- 3、Phase2 设置为既有铁路的施工与运营。
- 4、在 Initial Phase、Phase1、Phase2 中的变形控制参数中，勾选“忽略不排水行为”选项。

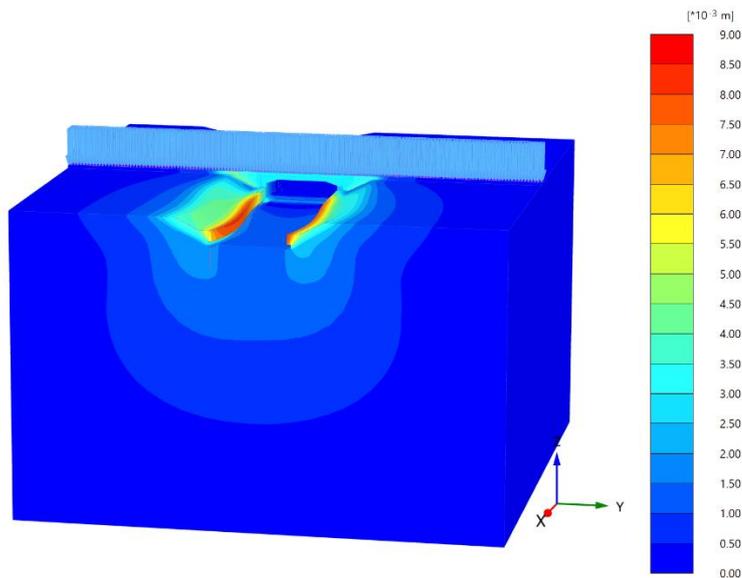


图 6 河道清淤及岸坡处理引起的场地整体位移云图

编写：郭晓通

分析隧道开挖对邻近基础影响时出错

本案例主要展示分析某隧道开挖对邻近基础影响的模型中出现的“PICOS 错误，收敛缓慢”提示的原因与解决办法。



使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 3D CE V24



模型简介/MODEL

如图 1 所示，模型中长 150m，宽 50m，土层厚度为 55m。右侧为既有的建筑基础，高桩基础采用 Embedded Beam 单元模拟，承台采用实体单元模拟，上部结构简化为了荷载。左侧为拟建隧道，衬砌使用板单元模拟，添加了表面收缩用于模拟地层损失，添加界面单元模拟土-衬砌接触。

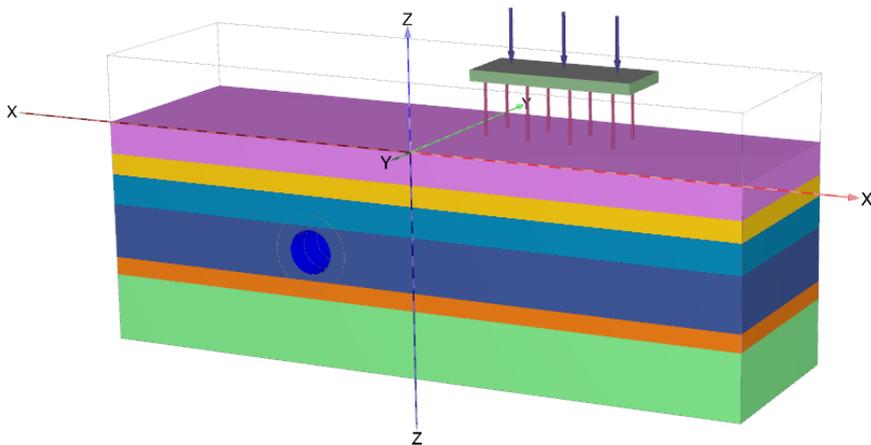


图 1 几何模型示意图



问题描述/PROBLEM

如图 2 所示，激活既有建筑基础进行计算时，出现 Picos 求解错误的提示。

上次计算的日志信息

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

“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。

在该模型中，前两种情况不大可能出现，考虑模型中存在结构连接错误。错误位置为 Embedded 桩单元与承台实体之间的连接。

对于 Embedded Beam 单元，其连接特性包含了：1、单元的某一端点可以自由指定刚性连接、铰接或自由；2、单元的另

一侧与单元的中间节点采用虚拟弹簧与周围实体进行连接。在该模型中，Embedded Beam 顶部直接连接了承台实体，中段并没有连接到任何对象中，下段和底部与地基土通过虚拟弹簧进行连接。这种连接方式是 PLAXIS 不允许的。

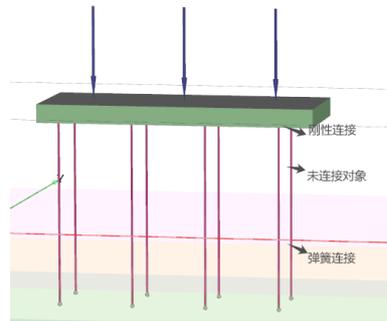


图 3 Embedded Beam 单元的连接

在 PLAXIS 中，Embedded Beam 如果一端连接了实体，必须伸入到实体内部，不能通过一个端点直接连接土体内部的节点。或者，Embedded Beam 必须与一个结构单元相连接，再连接到土体。如图 4 所示，在承台与桩基础之间设置一个虚拟的板单元，或者将 Embedded Beam 伸入到承台内部，可以解决该问题。

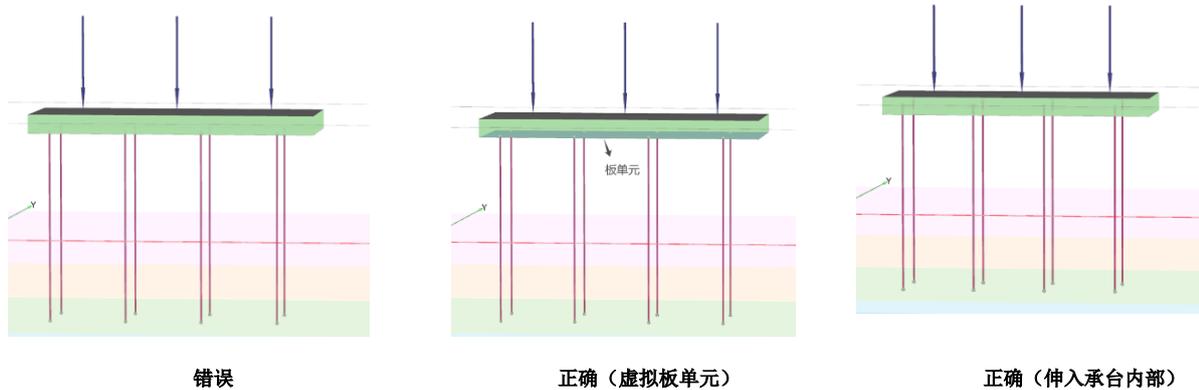


图 4 Embedded Beam 连接方式

使用虚拟板单元时，应为虚拟板单元设置一个较小的刚度，避免板单元刚度影响承台的整体刚度。采用虚拟板单元的方式修正后计算得到的模型位移云图如图 5 所示。

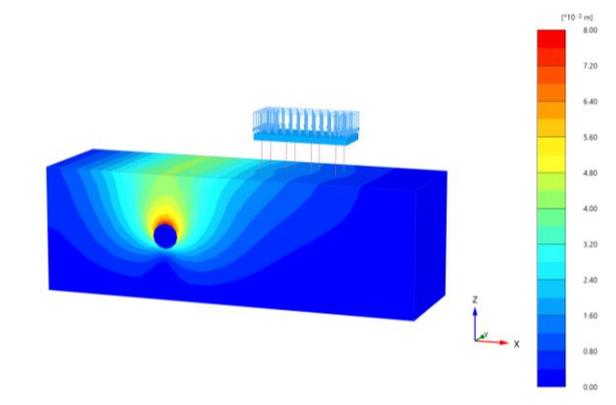


图 5 计算得到的模型整体位移云图

ETABS v22 新增及改进功能

分析功能

- 新增基于 AISC 设计手册 11 第 7 章的钢框架楼板结构在人行振动荷载作用下的舒适度验算。

结构模型

- 新增了基于美国规范 ASCE 41-23 的自动铰属性，包括：
 - 钢梁、钢柱和钢支撑根据 ASCE 41-23 第 9 章中规定的参考标准 AISC 342-22 生成的塑性铰。
 - 混凝土梁、混凝土柱、剪力墙和连梁根据 ASCE 41-23 第 10 章中规定的参考标准 ACI 369.1-22 生成的塑性铰。
- 新增将混凝土曲梁转换为壳单元板的编辑功能，之前只能转换直梁。

加载功能

- 新增基于吉尔吉斯斯坦规范 SNiP KR 20-02:2018 的反应谱函数。
- 新增基于越南规范 TCVN 2737:2023 的自动风荷载。

钢结构设计功能

- 新增基于美国规范 AISC 360-22 的钢框架设计（包括 AISC 341-22 抗震条款）、组合梁设计、组合柱设计和钢结构节点设计功能。
- 新增了基于加拿大规范 CSA S16-19 的组合柱设计功能。
- 钢桁架梁设计新增以下功能：
 - 添加美国规范 SJI 100-2020。
 - 钢桁架梁截面新增“自定义桁架梁截面”，其定义包括组件截面数据。
 - 完善了设计细节输出。



混凝土设计功能

- 基于美国规范 ACI 318-19 的混凝土框架设计新增节点剪力校核。节点剪力校核用于：
 - 地震设计分类 (SDC) B 中的普通抗弯框架 (OMF)，使用梁的名义抗弯强度。
 - 中等抗弯框架 (IMF)，使用梁的名义抗弯强度。
 - 特殊抗弯框架 (SMF)，使用梁的最大可能抗弯强度。
- 基于美国规范 ACI 318-19 的混凝土特殊剪力墙设计得到进一步增强。现在设计剪力依据第 18.10.3.1 节考虑放大系数，即 $V_e = \Omega_v \cdot w_v \cdot V_u < 3.0 \cdot V_u$ 。该项校核在早期版本中未实现。
- 基于美国规范 ACI 318-19 的混凝土框架设计功能得到进一步增强，现在依据第 22.5.1.10 和 22.5.1.11 节考虑了柱主方向和次方向剪力的相互作用。

设计结果

- 钢桁架梁设计的速度通过采用并行计算得到了进一步提升。
- 基于美国规范 SJI 2010 的钢桁架梁设计功能得到了进一步增强，新增了表格查看设计结果和输出设计结果报告的功能。

材料数据库

- 新增基于美国规范 ASTM A1085/1085M 的内置材料库。
- 型钢数据库新增基于 AISC v16.0 的框架截面。

报告输出

- 新增基于澳大利亚 / 新西兰规范 AS/NZS 1170.2:2011 和 2021 的自动风荷载计算报告输出。

[点击了解更多功能特性](#)

SAP2000 25.3.0 新增及改进功能

数据库表格

新增钢框架设计中关于挠度校核细节的数据库表格

导入导出

在 AutoCAD 中采用 PFACE 命令创建的三维多面网格对象，可以通过 DXF 文件导入为 SAP2000 中的框架对象、面对象或实体对象

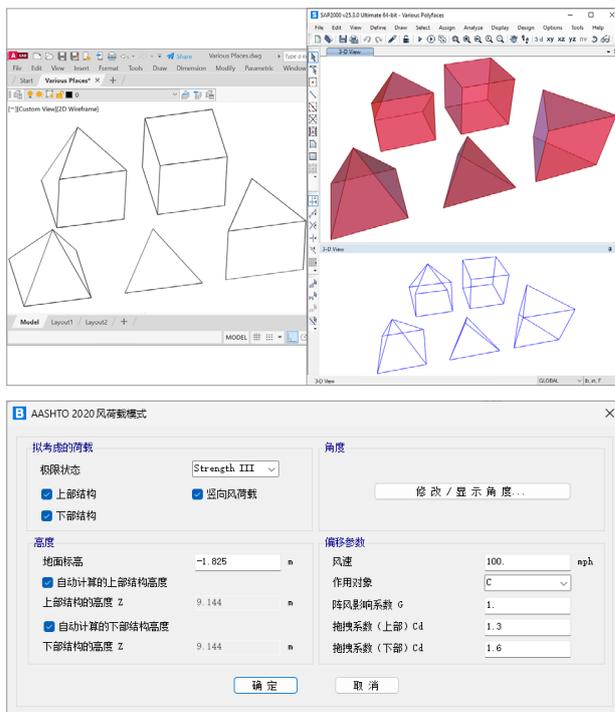
中文版相关功能改进

模型浏览器和交互式数据库编辑表格的汉化

修复了钢构件宽厚比验算的问题

修复了钢构件非抗震时长细比限值的显示问题

[点击了解更多功能特性](#)



CSiBridge 25.3.0 新增及改进功能

施加荷载

- 新增基于 AASHTO 2020 第九版规范的桥梁风荷载自动施加功能

桥梁设计与评估

- 新增基于 IRC 112-2020 规范的桥墩正常使用状态下的验算报告

[点击了解更多功能特性](#)



新增及改进功能

SAFE v22 新增及改进功能

分析功能

- 新增基于 AISC 设计手册 11 第 7 章的钢框架楼板结构在人行振动荷载作用下的舒适度验算

图形显示

- 现在可以通过拉伸视图显示壳节点偏移后的效果。节点偏移通过指定 > 壳 > 插入点命令设置。之前只能通过拉伸视图显示更改基点后的效果，无法显示指定节点偏移的效果。

结构模型

- 新增将混凝土曲梁转换为壳单元板的编辑功能，之前只能转换直梁。

设计功能

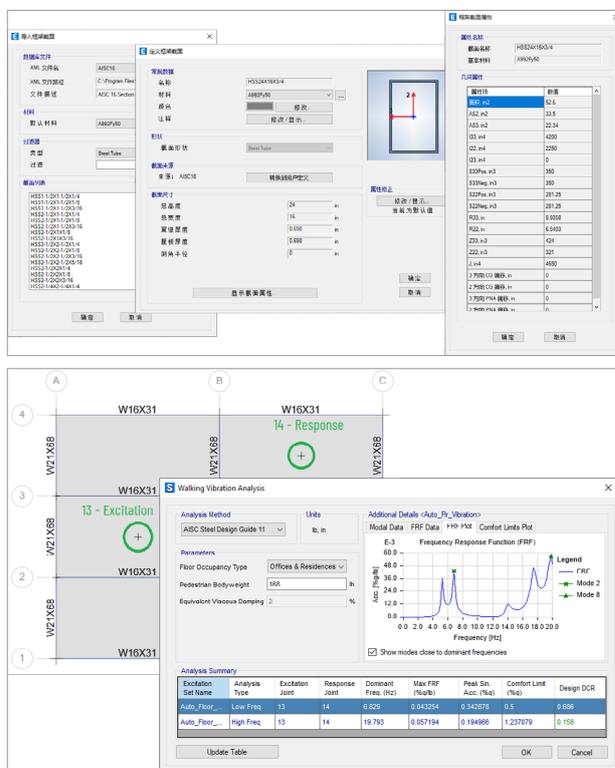
- 新增基于美国规范 AISC 360-22 的组合梁设计功能。

数据库

- 新增符合美国钢结构协会 (AISC) 型钢数据库 v16.0 的框架截面。

API 功能

- SAFE 更新 API 功能，以支持 .NET 8。



[点击了解更多功能特性](#)



WindPower
智慧风基

致力于风电设计的领跑者

新增及改进功能

WindPower v2.1.5 新增及改进功能

- 增加混塔基础中的空腔顶部盖板尺寸输入功能;
- 增加优化设计功能中的参考当前模型信息功能;
- 修改钢筋直径输入方式, 由输入直径修改为选择直径;
- 修复混塔基础牛腿高度小于等于台柱高度时的底部钢筋长度显示;

- 修复混塔基础中钢筋间距信息显示;
- 修复混塔基础优化设计中的其它校核不通过的问题;
- 修复混塔基础牛腿拉筋面积计算过大的问题;
- 修复前期版本出现的 bug;

[点击了解更多功能特性](#)

新增及改进功能



CiSDesignCenter 减震设计软件

ETABS+CiSDC 提供了减震设计整体解决方案。兼顾了北京地方标准《建筑工程减隔震技术规程》DB11/2075-2022、云南地方标准《建筑消能减震应用技术规程》DBJ 53/T-125-2012、《基于保持建筑正常使用功能的抗震技术导则》RISN-TG046-2023 等规范，自动计算消能器提供的附加阻尼比，完成构件设计，并输出减震报告。

快速生成减震模型

- 内置了多种常见的消能器布置方案，支持从 ETABS 导入或在 CiSDC 中自定义消能器参数，包括粘滞阻尼器、BRB、金属剪切阻尼器等。布置消能器时自动调整连接单元局部轴、自动设置支撑的端部释放及自动识别子结构。支持楼层复制。

有效刚度迭代

- 对于位移型阻尼器，可通过时程分析迭代分别确定位移型阻尼器的中震有效刚度和小震有效刚度，为后续分析提供可靠的等效刚度值。

附加阻尼比计算

- 基于规范法、能量比法计算消能器提供的附加阻尼比，可分别计算中震有控模型和小震有控模型的附加阻尼比，生成中震、小震等效模型。输出减震计算报告。

包络设计

- 兼顾北京地方标准《建筑工程减隔震技术规程》DB11/2075-2022、云南地方标准《建筑消能减震应用技术规程》DBJ 53/T-125-2012、《基于保持建筑正常使用功能的抗震技术导则》RISN-TG046-2023 等多本规范，完成中、小震下主体结构 and 子结构的包络设计。由于反应谱分析无法准确地估计与阻尼器相连构件的内力，CiSDC 允许在中、小震设计时可采用时程结果进行子结构的补充设计。程序提供设计首选项和设计覆盖项，可交互调整设计参数。

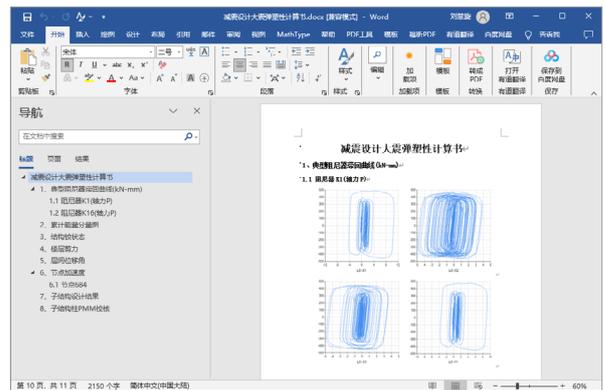
[点击了解更多功能特性](#)

大震弹塑性分析

- 基于小震模型和中震模型的包络设计结果绘制平法施工图，自动选波，生成大震弹塑性模型。基于大震时程分析结果完成子结构校核，并输出减震报告。



减震计算报告书



减震报告

楼号	层号	单元	梁高	梁宽	抗震承载力			最大内力			抗震承载力			抗震等级				
					左端	右端	中跨	左端	右端	中跨	左端	右端	中跨					
1	234	400	800	740	2194	1834	800	C35	23.40	188800	400	-110.55	-204.60	202.29	-285.08	-207.68	224.77	满足
1	425	350	700	640	1565	1130	613	C35	23.40	188800	400	-260.09	-162.77	134.48	-271.58	-271.59	149.43	满足
1	474	400	800	740	2281	2067	800	C35	23.40	188800	400	-423.68	-241.63	202.30	-605.26	-589.43	224.78	满足
1	574	400	800	740	1979	1635	800	C35	23.40	188800	400	-382.9	-272.46	203.51	-547.00	-454.11	226.13	满足

子结构校核



CiSDC 减震设计软件、ETABS/SAFE v22 中文版发布

筑信达于6月20日隆重推出全新CiSDC减震设计软件，通过该模块，用户可以快速完成减震结构的“建模+分析+设计”全流程工作。至此，筑信达DC软件为减震设计、隔震设计提供了完整的解决方案！DC软件整合ETABS强大的分析功能，嵌入我国减震、隔震相关设计标准和研究成果，为中国工程师提供了高效、便捷的设计工具！

在线上发布会上，众多工程师的热情参与和积极互动营造出了热烈的氛围。对问答环节的详尽解答进一步点燃了现场的气氛。会议期间，举行的线上抽奖活动为几位幸运工程师带来了丰厚奖品，增添了更多激动人心的时刻。这次发布会不仅是筑信达CiSDC减震设计软件的展示平台，更成为了一次深入的技术交流和庆祝的盛会。



一键式大震弹性模型转换

- 模型预处理
 - 连梁（壳单元）转换为框架梁
 - 梁柱端部偏移与刚度设置
 - 框架梁/柱的合并
 - 自动添加埋设梁
 - 材料本构修正

快速布置阻尼器

- 自动调整连接单元局部轴，自动设置支撑的端部释放
- 支持楼层复制，自动判别相似层
- 自动识别子结构

ETABS+DC减震设计基本流程

钢筋放样

- 查看选择构件的钢筋放样结果

包络设计

- 覆盖项
 - 可调整构件类型

ETABS在减震结构中的应用

- 行业标杆软件
- 分析功能强大、稳定
- 丰富的连接单元
- 快速非线性时程分析（FNA法）
- 全面的大震弹性分析
- 完整的数据输出



筑信达 DC 软件共筑计划

为了进一步深化 DC 软件的用户体验，同时感谢忠实用户长期以来的支持，发布会上筑信达特别推出“DC 软件共筑计划”——旨在聆听用户声音、共塑 DC 未来的互动活动。我们诚挚邀请广大工程师参与其中，共同见证 DC 软件的进化之旅！

参与方式：（任选其一，或两者兼顾，让您的声音最大化）

成为“DC 探员”——发现并反馈使用过程中的问题、不合理之处或修改建议等。每一条反馈都是 DC 优化道路上的宝贵财富。

分享项目案例——提交您使用 ETABS+DC 软件完成的工程项目模型及报告，分享项目经验体会，用您的专业技能启迪更多同行。

活动奖励：

经过严格评审，我们将于 10 月下旬公布首期十名“DC 软件共筑计划”优秀用户。优胜者将获得 DC 软件终生使用权，助力工程之路更加通畅无阻！所有活动参与者，只要提交有效的活动成果，都将获赠《ETABS 与 CISDC 建筑结构设计应用指南》一书。



扫描二维码报名

常见问题：

如何参与本次活动？

扫描报名二维码进行报名。通过审核后（审核约需 2 个工作日），将通过短信收到登录密码。然后登录筑信达在线支持平台（support.cisec.cn），访问 DC 共筑计划专属页面参与活动。

如何获得 DC 软件？

在 DC 共筑计划的专属页面可下载 DC 安装包，活动期间免费使用 DC 软件。

“DC 探员”需要做什么？

通过筑信达在线支持系统提交您关于使用 DC 软件的问题及建议，筑信达技术工程师将与您互动。在本次活动截止日期前，汇总您的问题编号，并撰写 DC 应用心得，在 DC 共筑计划专属页面提交。

对“项目案例”有什么要求？

应用 ETABS 和 DC 软件进行分析设计的工程项目均可，注意两个软件都需要使用。以能够体现 DC 软件在模型转换与对比、设计出图、生成弹塑性模型、隔震设计、减震设计等方面的功能特点为宜。



为大湾区客户岩土工程数值模拟赋能—岩土工程数值仿真技术培训班深圳站

作为改革开放的先锋阵地，粤港澳大湾区对勘察设计领域的数值模拟技术服务标准提出了更高的要求。为充分满足大湾区客户需求，并提升 PLAXIS 和 GEOSTUDIO 软件在工程实践中的技术应用水平，北京筑信达工程咨询有限公司与筑力科技諮詢（香港）有限公司携手，于 2024 年 3 月 30 日在风景秀丽的深圳成功举办了首届岩土工程数值仿真技术专业培训班。

开班仪式上，BENTLEY 渠道经理 Jasmine 和筑信达总经理郭大力分别代表主办方发表了致辞。两位领导共同表达了对本次培训班的期望：旨在为工程师们搭建一个优质的学习与交流平台，并希望通过此次活动能显著提升 PLAXIS 等岩土软件在实际工程项目中的应用效能。



在此次培训班上，筑信达技术工程师郭晓通带来了精彩分享，他重点阐述了基于 Leapfrog Works 动态三维地质建模的岩土数字化解决方案。

Leapfrog Works 作为专为土木工程和环境工程开发的专业三维地质建模软件，不仅能够实现工程地质和环境地质条件的集成及三维可视化，还具有独特的隐式建模功能，实现在不同勘察阶段快速更新地质模型。此外，软件还能将地下模型与工程设计、BIM 模型以及地下水和环境模型相整合，极大地增强了项目策划、设计、分析、建造和运维阶段的地下数据支持能力。

接着，我们技术工程师通过一个边坡工程案例，深入讲解了 GeoStudio 软件在渗流、应力及其对稳定性影响的耦合分析中的应用。这一实际案例的分享让参与者对 GeoStudio 在处理复杂岩土工程问题上的强大功能有了更加直观的认识。

在下午的会议中，我们组织了一场关于 PLAXIS 软件的专题讲座，内容涵盖了该软件的核心功能和操作要点。具体来说，讲解内容包括：软件的基本特性、几何模型创建、荷载与边界条件、结构单元及接触面、算模式与分析类型、后处理、本构模型、计算控制参数，以及使用过程中可能遇到的常见问题及其解决办法。

本次培训受到了广东地区客户的广泛好评，包括中铁隧道勘察设计院和明阳智能在内的众多客户，均表示希望能有进一步深入学习软件的机会。

我们承诺将致力于为大湾区的勘察设计机构提供卓越的岩土工程数值模拟软件技术服务。同时，我们也期待更多用户的关注，并希望与他们建立和发展长期而友好的合作关系，携手为古老的岩土工程行业注入新动力。



美标钢结构混凝土精讲线下实操培训班圆满落幕

随着2024年4月和5月分别在北京和成都成功举办的两期“美标钢结构与混凝土设计精讲及实操培训班”，这一系列活动无疑收获了广泛的好评。全国各区均反馈有海外项目的需求，需要学习和掌握美标规范和软件操作，有很高的学习热情和实际需求。

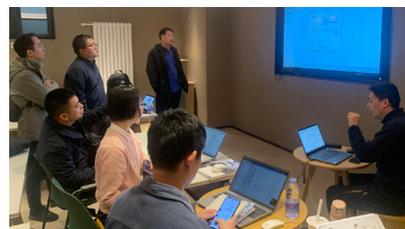
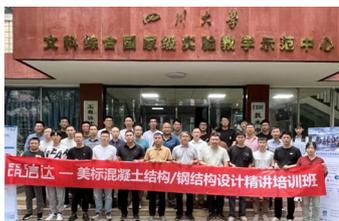
课程内容涵盖了美标ASCE7-16、ACI318-14、AISC360-16和AISC341-16等规范，针对混凝土框架设计、钢框架设计、钢框架节点以及基础设计，进行深入的剖析和全面的解读。此外，通过培训前的摸底调查，发现学员对美标和软件的了解程度参差不齐，因此，培训对培训设备和内容进行了一定的调整，具有较强的针对性和实用性。

培训班按计划进行，每个环节都得到了有效的实施。课程由技术部吴文博总监、刘慧璇工程师主讲，采用规范理论详解加机房上机实操的方式进行，帮助工程师更好的掌握教学内容。根据几期的培训反馈，课程内容进一步完善：
1、课程聚焦于建立学员的美标结构设计体系，介绍了美标混凝土结构和钢结构建模的关键要点、中美荷载差异及结构整体指标的整理；
2、进入构件设计部分，探讨了美标混凝土框架、楼板和基础设计的基本流程与常见技术问题，案例多样化，涵盖桩基和独基，并介绍了施工图软件Spider；
3、重点转向钢结构设计，剖析了钢框架、支撑和钢节点设计的基本流程和常见问题，带领大家完成了一个钢支撑框架案例设计。

通过培训，学员对美标的理解和软件应用得到了显著提升。许多学员表示收获颇丰，不仅掌握了基本理论，还学会了如何解决实际工程问题。此次培训还涌现一批优秀学员，他们对于规范条款深入思考，在讨论环节积极发言，分享经验，通过与讲师的互动迸发出一些新的火花。

尤其值得一提的是，培训也给工程师发放了筑信达五周年期刊、筑信达技术通讯合集、威尔逊回忆录等书籍，加深工程师的知识面。同时也组织了生动有趣的抽奖环节，给各位工程师准备了多种奖品，增加工程师积极性。

培训圆满结束，让每一位学员都能了解美标体系、掌握美标设计流程、学会工程软件应用的目标基本完成。未来我们将继续加强多样化的培训和推广工作，提高工程师的软件应用和设计水平，期待未来有更多的行业精英通过这样的培训班不断提升自我，为我国“一带一路”的持续发展贡献力量。





海上漂浮式风电吸力锚基础设计关键技术分析活动报道

随着海上风电项目的不断发展，近海开发已经趋于饱和，深远海开发已经列入各大新能源开发单位的未来计划。漂浮式最为主要的深远海海上风电采用形式，吸力锚的分析设计是系泊基础分析设计最重要的工作任务。

福建永福电力设计股份有限公司是一家专注于为国内外客户提供一流的电力能源综合智慧解决方案、产品和服务的国家高新技术企业，也是唯一一家自主上市的工程设计电力行业甲级资质企业。公司立足电力能源行业，聚焦新能源、储能和智能电网领域，为社会、客户与合作伙伴创造价值。

在本期达人坛上，我们深感荣幸得到了永福电力的鼎力相助。特别感谢永福电力指派土建专业工程师钟林悦为我们带来了关于海上漂浮式风电吸力锚基础设计关键技术分析的精彩专题报告。

钟工从吸力锚的基本原理出发，详细介绍了典型吸力锚的类型，以及岩土吸力锚结构和岩土分析的细节。通过实际案例的深入剖析，plaxis 在吸力锚岩土分析中的关键应用得以清晰展现。

此次达人坛活动成功吸引了广大客户的关注。众多行业领军企业悉数到场，包括山东电力、浙江电力、江苏电力、电建北京院、电建贵阳公司、中海油、中石油、金风和明阳等。客户反响热烈，对活动给予了高度评价。值得一提的是，这是首次尝试将海上风电项目的关键技术作为主题，针对新能源领域的市场活动进行策划与探索。从效果来看，这一尝试是成功的。在未来，计划举办更多聚焦于行业热点的活动，旨在通过分享更多成功案例，帮助客户提升软件应用能力，同时也期望能够吸引更多潜在客户的关注。

筑信达岩土工程数值仿真技术培训班活动报道

华中地区，尤其是武汉，面对众多部级勘察设计单位和激烈的市场竞争，筑信达在岩土领域的品牌知名度和影响力方面面临挑战。

为了提升筑信达在华中地区的品牌知名度和扩大市场份额，特别是在长期缺乏市场活动的武汉地区，决定于7月2号在武汉组织一场专业的岩土培训班。这次培训班的目标不仅是加强与现有客户的联系，还希望能够吸引新客户，提升筑信达的品牌影响力。

本次培训报名人数达到了30人17家不同的单位，涵盖了行业内的佼佼者如中交二航院、中交二航局、中南建筑设计院、湖北省交通设计院和武汉科技大学等。工程师们都非常认真地投入到软件操作中。他们不仅仔细学习软件的各项功能，还积极与筑信达的技术同事进行沟通，针对操作中出现的問題寻求解答和帮助。这种积极的互动体现了参训人员对提高自身技能水平的重视，同时也展现了筑信达技术团队的专业性和高效的问题解决能力。



这次培训班虽然规模较小，但通过实际操作和面对面的沟通，加深了参与者对 PLAXIS 软件的理解，为今后的工作提供了更加坚实的技术支持。此外，这也加强了筑信达与客户之间的联系，为后续的市场拓展和品牌建设奠定了良好的基础。

供稿：肖同良

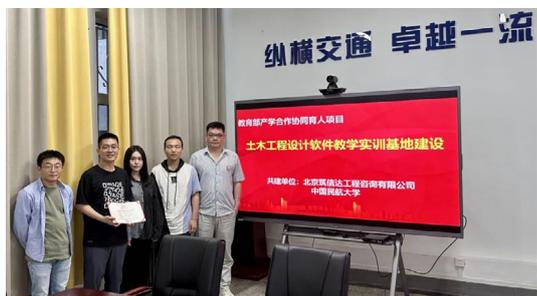


【助力高校】筑信达赴中国民航大学 举办结构竞赛宣讲活动

全国大学生结构设计竞赛是由教育部、财政部首次联合批准发文的全国性 9 大学科竞赛资助项目之一，目的是为构建高校工程教育实践平台，进一步培养大学生创新意识、团队协同和工程实践能力，切实提高创新人才培养质量。筑信达已连续多年为全国大学生结构设计竞赛提供软件支持与技术服务，并且备受全国各大高校的关注与重视。



5月30日，筑信达赴中国民航大学举办大学生结构设计竞赛培训活动。中国民航大学交通科学与工程学院土木工程教研室陈宇主任、交通科学与工程学院李涛老师以及参赛的相关学生、销售经理王博、高校负责人王晋京、技术部主任工程师张志国参加了本次会议。



在此次培训上，中国民航大学交通科学与工程学院的土木工程教研室主任陈宇代表学院对筑信达团队表示了热烈的欢迎，并简要介绍了学院参与竞赛的情况。筑信达高校部门负责人王晋京向与会者介绍了公司的概况以及与高校的合作关系。技术部主任工程师张志国深入讲解并演示了 SAP2000 软件的功能，这些功能适用于结构竞赛，同时还展示了 SAP2000 在结构力学方面的应用、在大学生结构设计竞赛中的案例，以及筑信达在过去竞赛中所提供软件支持与培训指导。张主任还对今年的赛题进行了思路解析，并在培训结束后详细解答了师生们提出的各种问题。

此次培训让学生熟练掌握了软件的基础操作，为他们参加结构竞赛奠定了坚实的基础。筑信达将持续支持并推动全国大学生结构设计竞赛的发展。

在产学研项目的深度合作中，筑信达与中国民航大学针对当下行业的创新技术和关键议题进行了深入的交流与探讨。两方就绿色机场和智能建造等重点区域展开了广泛的对话，共同研究了这些领域的未来趋势及潜在的研发方向。进一步的合作中，筑信达携手中国民航大学成立了教育部产学合作协同育人项目，致力于构建以土木工程软件为核心的教学实训基地，此举旨在提升土木工程专业学生的实际运用技能，并为大学生结构设计竞赛提供了软件实训的支持。该项目已经顺利通过了最终的结题验收。



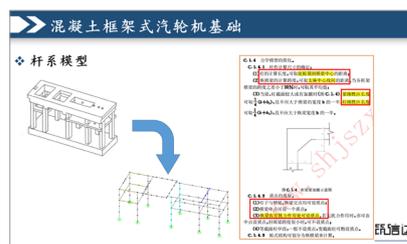
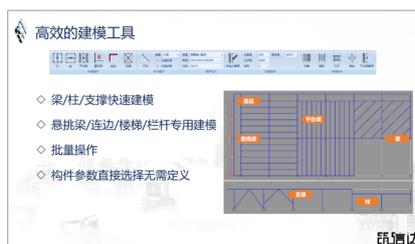
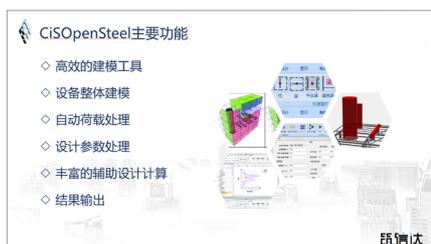
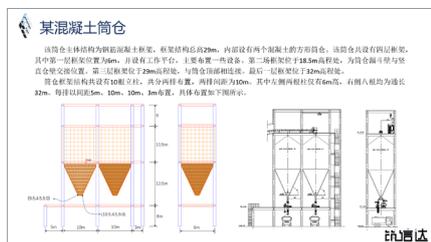
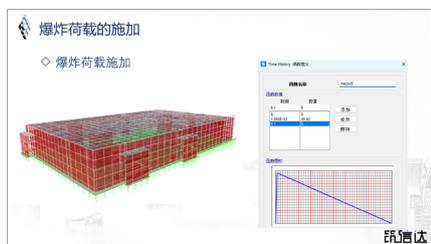
SAP2000 工业结构实例操作线上培训班 活动报道

作为通用的建筑结构分析与设计软件，SAP2000 广泛应用于工业厂房、空间结构、地下工程、新能源工程、水利水电工程以及道路和桥梁工程等各个领域。为了让广大结构工程师在工业结构的分析与设计中更好地应用 SAP2000 软件，北京筑信达工程咨询有限公司举办了一系列“SAP2000 工业结构实例操作培训班”，旨在帮助各位结构工程师深入理解并灵活掌握 SAP2000 的基本功能和应用技巧。

从 5 月 31 日至 6 月 28 日，已顺利举办四期线上实操培训班，报名人数达到近 500 人。每期培训班都以实际工程案例的操作为主，带领学员完成建模、分析和结果查看工作，培训内容涵盖“中控室抗爆弹性时程分析”、“混凝土筒仓的建模与计算”、“动力设备基础的振动校核”和“开敞式钢结构的分析与设计”。

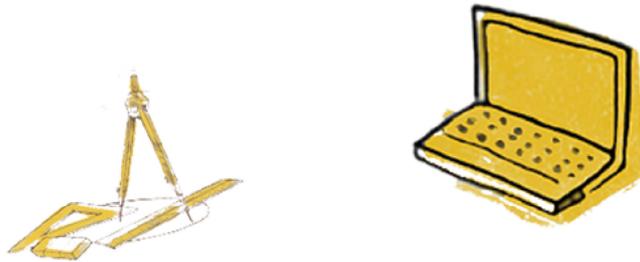
中控室抗爆专题侧重于各类构件非线性属性的设置，非线性时程分析的注意事项和结果查看；混凝土筒仓案例重点介绍了贮料荷载的施加，以及如何分别考虑空仓和满仓状态下的结构响应；动力设备基础则以一榀框架式汽轮机基础实际案例介绍了通过 SAP2000 完成稳态分析的基本流程；开敞式钢结构展示了通过 CiSOpenSteel 快速完成开敞式钢结构的建模和设计，交流了一些常见问题，如设备对结构分析的影响有多大？如何考虑钢格栅板？等等。

为了确保培训的质量和效果，我们特别重视收集参训者的反馈。通过反馈，我们欣喜地发现参训者对培训内容的兴趣和热情非常高，同时，我们也收集到了一些宝贵的培训需求和改进意见。这些意见和建议将为我们后续的工作提供参考，帮助我们进一步优化培训内容，提升培训效果，以满足广大工程师的实际需求。



供稿：刘慧璇

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
CiSDesigner
CiSGTCAD
CiSModelCenter
CiSOpenSteel
CiSDesignCenter



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