

金牌服务 助力设计

GOLDEN SERVICE CUSTOMER



北京

天津

武汉

成都

重庆

西安

上海

杭州

广州

福州

- SAP2000 稳定分析流程介绍
- SAP2000 模拟张弦结构的常见问题
- PLAXIS3D 参数化交叉及网格划分失败问题解析
- IDEA 钢节点能力设计
- Edward L. Wilson 教授访谈回忆录 (10)



主 办：北京筑信达工程咨询有限公司

主 编：李 立

美 编：张翠莲

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)

筑信达武汉分公司

地址：武汉市洪山区武珞路 717 号兆富国际 805 室

电话：027-8788 6890 / 8788 6891

区域代理

北方区

北京华思维泰克科技有限公司

联系人：王博

手 机：159 1060 8694

华东区

上海江图信息科技有限公司

联系人：薛平

手 机：137 0172 6345

华南区

广州倍益软件技术有限公司

联系人：田茂金

手 机：137 6071 9009

华中区

武汉百思通科技有限公司

联系人：叶亮

手 机：139 9561 6575

西南区

金橡果科技成都有限公司

联系人：刘宇

手 机：185 1282 0985

目 录

Content

SAP2000

SAP2000 稳定分析流程介绍 1

SAP2000 模拟张弦结构的常见问题 7

SAP2000 在贝雷梁支架分析中的应用 14

PLAXIS

参数化交叉及网格划分失败问题解析 18

DEEP EXCAVATION

RELIABLE GEOEXPERTISE

DeepEX 中非线性分析方法和基坑规范中 24

弹性支点法的对比介绍

IDEA

IDEA 钢节点能力设计 29

经典连载

Edward L. Wilson 教授访谈回忆录 (10) 33

新版发布 41

活动报道 42

征稿启示 46





SAP2000 稳定分析流程介绍

筑信达 吴文博

空间结构在体育场馆、车站、厂房等建筑中有着广泛的应用，但空间结构的稳定问题一直是困扰结构工程师的难题之一。SAP2000 在稳定分析方面一直是广大用户的强大助臂，但用户在使用过程中可能会对分析流程不熟悉，或者经常遇到一些使用问题，本文将通过对 SAP2000 稳定分析流程的介绍对一些常见问题进行阐述。

目前空间结构的稳定分析主要以《空间网格结构设计规程》(JGJ7-2010) 作为设计依据，规范中全过程分析主要有以下三个步骤：

- 1) 施加初始几何缺陷
- 2) 指定杆件非线性属性
- 3) 求取结构极限荷载

现对以上过程在 SAP2000 中的实现进行介绍。

1 施加初始几何缺陷

依据规范要求，进行网壳全过程分析时，应考虑初始几何缺陷（即初始曲面形状的安装偏差）的影响，初始几何缺陷可采用结构最低阶屈曲模态，其缺陷最大值可按网壳跨度的 1/300 取值。因此，用户需要首先定义屈曲工况即 buckling 工况，如图 1 所示。

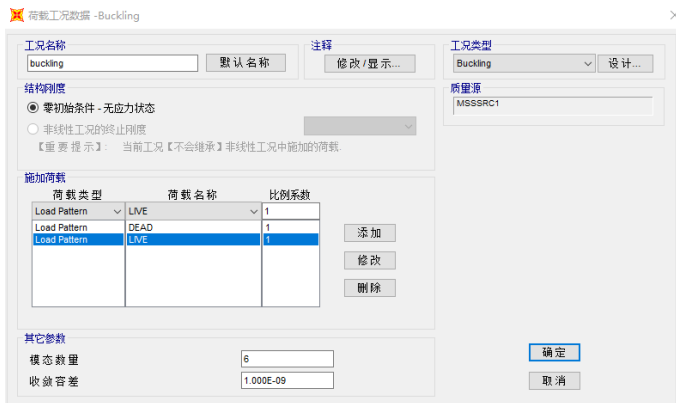


图 1 屈曲工况定义



图 2 初始几何缺陷施加

其中荷载模式一般情况下可选择 1.0DEAD+1.0LIVE，当然用户也可以根据实际工程情况采用其他的荷载模式或比例系数。而屈曲模态的数量应以找到**整体**的最低阶屈曲模态为准，如求得的屈曲模态都是局部屈曲，应适当增加屈曲模态的数量。同时，还有可能发生屈曲因子为负值的情况，出现此类情况并非程序运行出错，只是表明：如果荷载反向，结构更易出现屈曲。通常负的屈曲因子没有太大的实际意义，不可作为施加缺陷的依据，应忽略。

计算得到合理的屈曲模态后，可以通过运行>修改为变形几何命令直接施加初始几何缺陷。如图 2 所用，用户需要选择模态缩放法，并选择对应的屈曲工况，输入整体最低阶屈曲对应的模态号，最大位移值需要输入跨度的 1/300。另外用户可以选择某一坐标系和坐标轴，便于控制缺陷的方向，同时用户还可以选择部分节点进行缺陷的施加，例如一些下部为混凝土上部为钢屋盖的整体结构模型，可以只选择钢结构部分施加初始几何缺陷。

2 指定杆件非线性属性

在 SAP2000 中，杆件的非线性属性主要是以铰的形式施加，而铰又可分为塑性铰和纤维铰两种。其中默认的塑性铰是依据美国规范 ASCE41 中相关表格定义的，较为常用有 M3 铰（多用于梁）、PMM 铰（多用于柱）和 P 铰（多用于支撑）三





种，而依照空间结构中杆件的受力状态来判断的话，P 铰和 PMM 铰更为适用一些。

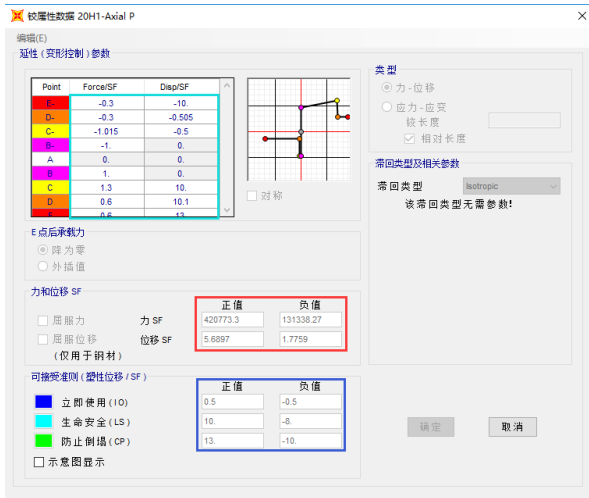


图 3 默认 P 铰

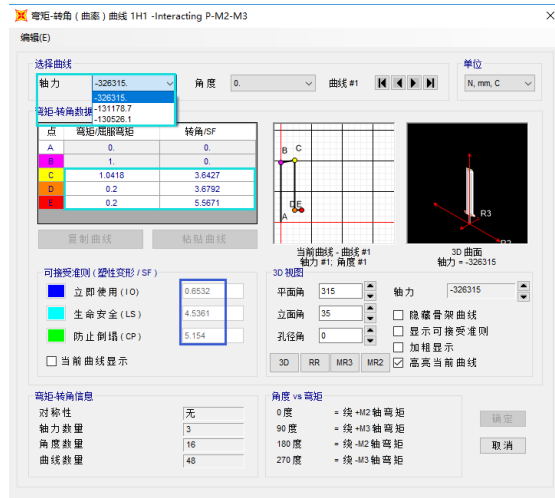


图 4 默认 PMM 铰

用户可以选中构件后，通过指定>框架>铰命令指定相关的塑性铰。但是，ASCE41 规范中，P 铰仅可用于 H 型钢、矩形或圆形钢管截面，PMM 铰仅可用于 H 型钢和矩形钢管截面，因此，超出此范围时，纤维铰将是更方便的选择。限于篇幅，纤维铰的定义过程不再做细致描述，具体可参考筑信达网络课堂“弹塑性分析操作流程”中关于纤维铰部分的讲解。

3 求取结构极限荷载

在 SAP2000 中可使用非线性静力工况求取结构的极限荷载，工况定义如下图。



图 5 非线性静力工况定义

现对工况中的相关参数进行介绍：

3.1 几何非线性

在 SAP2000 中几何非线性有三个选项：无、P-Delta、P-Delta 和大位移。对稳定分析而言，P-Delta 是必选的，但是大位移效应则可视结构情况而定。一般情况下，对于包含索、膜或可能存在跳跃失稳的结构宜选用大位移。但应注意的是，如果考虑了大位移效应，可能会出现进行弹性全过程分析时得到的极限荷载会大于屈曲荷载。





3.2 加载控制

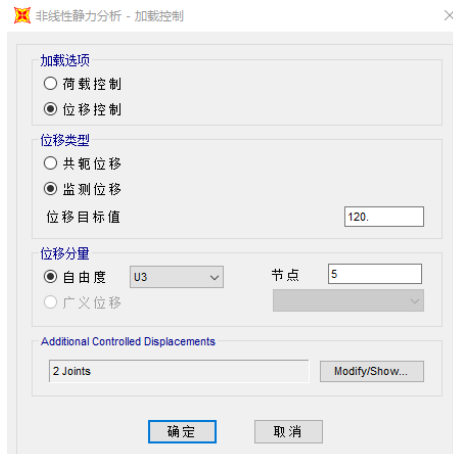


图 6 加载控制

加载选项有**荷载控制**和**位移控制**两种方式。其中荷载控制通常用于荷载分布形式以及大小已知的情况，适合常规的静力分析；而位移控制通常用于荷载分布已知，但是荷载大小未知的情况，适合失稳或推覆分析。

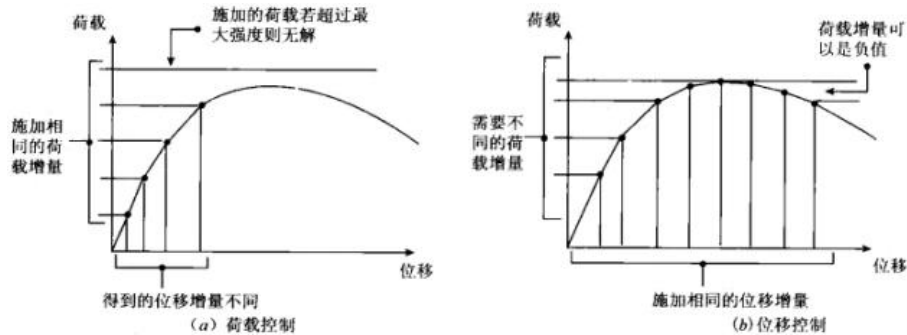


图 7 荷载控制与位移控制

显然，位移控制更易于得到荷载位移曲线的下降段，进而更加容易确定极限荷载的大小，因此更适合稳定分析。如果采用荷载控制的话，则可能造成分析不收敛，进而无法确定极限荷载。

位移类型有**共轭位移**与**监测位移**两种方式。在知识库文章[监测位移 VS 共轭位移](#)中通过算例介绍了两种监测方式的差异，若分析收敛难以达到期望的位移目标，用户可尝试选择荷载工况使用共轭位移控制，共轭位移控制是结构中所有位移的加权平均值，每个位移自由度按施加其上的荷载进行加权，可以说这是所施加荷载做功的一种度量。但是有可能监测点实际位移与目标位移相差很多。

采用监测位移，其位移目标值可以在分析终止时得到精确满足，但是只有监测位移单调变化时，分析才会收敛，一旦监测位移出现“先增后减”的情况，分析将不再收敛。若无法选择一个在加载过程中单调增加的位移分量，则用户需要将分析分成两个或多个工况，在不同的工况中改变所监控节点的位移。对此，在 SAP2000 v20 之后的版本，用户可以在附加控制位移选项中添加多个节点位移进行监测，当这些节点中任意一个达到目标值时，分析中止。

位移分量可以选择节点位移或广义位移两种方式。对于稳定分析而言，一般采用节点方式，自由度通常为 U3 方向，监测节点一般可选为预估位移最大处的节点标签。

3.3 结果保存

对于稳定分析，结果保存的保存方式应采用多个状态，否则无法绘制出力-位移曲线。状态数量的最小值会决定分析初始的分析步长，而状态数量的最大值控制着显著事件（例如构件屈服或屈曲）的数目。状态数量的最小值不宜过小，数量过小将没有足够的点来描述整条曲线，如果对失稳的过程比

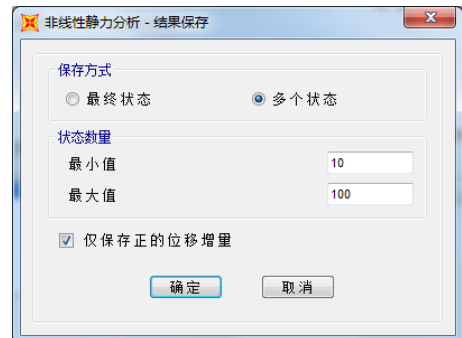


图 8 结果保存



较关心的话，宜增加状态数量的最大值。但一般来讲，结果保存的数量多少，对分析的收敛性等的影响不大。

3.4 非线性参数

最大总步数与最大空步数。最大总步数是为了控制分析时间，当分析达到最大总步数时，分析将中止。而空步数通常由于当前分析步长下分析不收敛，将会形成一个空步，并将以当前步长的一半进行下一次分析，过大的空步数可能是由灾难性的失效或数值敏感导致，当分析达到最大空步数时，分析将中止。若用户不希望分析由于空步而结束，则设置此值等于最大总步数。

迭代 (Use Iteration) 与 ETE (事件到事件) 求解。在 SAP2000V20 版本之后，用户可以选择使用迭代或者 ETE 方法进行求解，当然也可以同时使用迭代和 ETE 方法进行求解。如果用户选择了迭代方法，用户有两种迭代方法可以选择，即常刚度迭代法和 NR 迭代法。常刚度迭代的单步迭代速度快，但迭代效率较 NR 迭代低。用户可以将常刚度迭代数或 NR 迭代数设为零来关闭对应的迭代方法。程序默认的迭代数值可适用于绝大多数情况。

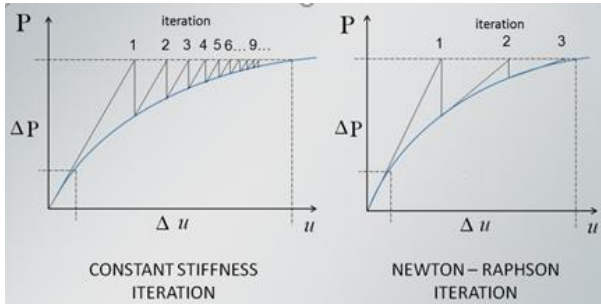


图 9 常刚度迭代与 NR 迭代



图 10 非线性参数选项

ETE 求解方法是使用事件凝聚容差用来将事件聚合在一起，从而减少求解时间。当一个较屈服或移至力-位移（弯矩-转动）曲线的另一段时，触发一个事件，程序会判定若其他的较是否接近这个较的状态，如果两个较的状态在事件凝聚容差内，这些较将被视为到达了事件。但是这将会导致力的不平衡，不平衡力将会带入到下一次分析，避免产生累计误差，因此更小的容差可以增加准确性，但是会增加分析时间。默认的事件凝聚容差和最大事件步数适用于大多数情况。由于 ETE 求解方法有着良好的收敛性，当分析无法收敛时，可尝试关闭迭代方法，仅使用 ETE 求解方法。

用户可以通过运行日志查看分析的当前状态。

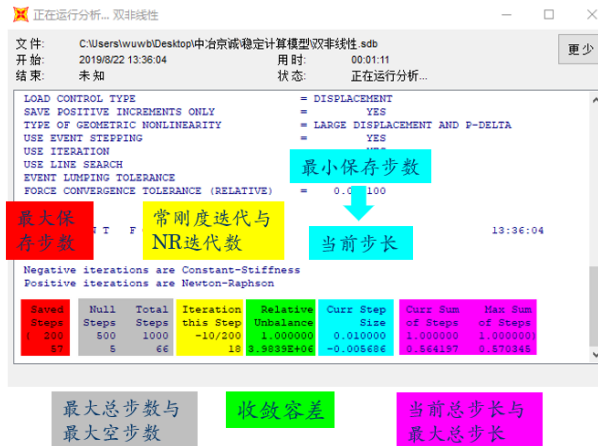


图 11 非线性分析运行日志

3.5 结果查看

用户可以通过显示>绘图函数命令查看结构的极限荷载。通常情况下，我们可以通过查看 STEP（步数）与基底反力 Z 的曲线确定极限荷载。



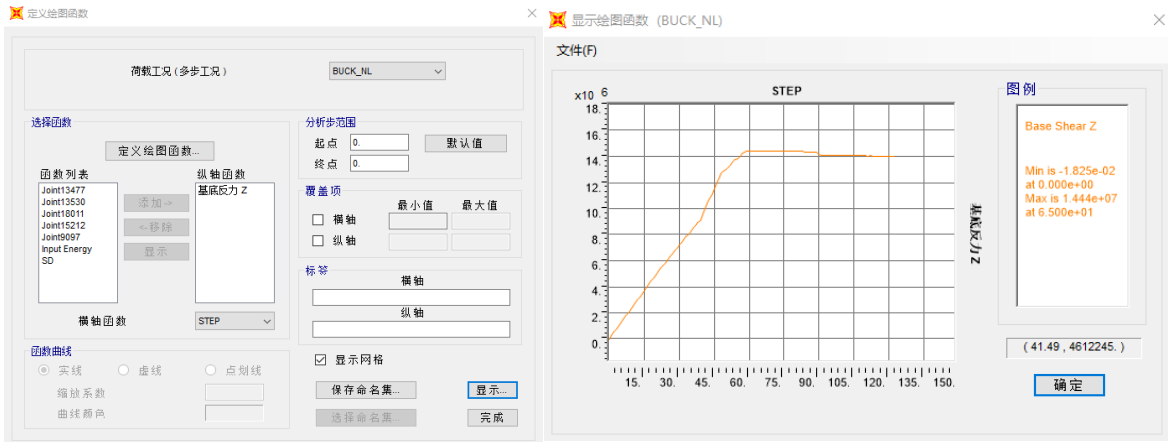


图 12 非线性工况的反力-步数曲线

如果用户希望获取反力-节点位移曲线来确定极限荷载，需要略加注意。在相同工况下，不同的节点的反力-节点位移曲线可能是完全不同的。我们以一工程实例中两个节点的反力-节点位移曲线为例，观察此现象。

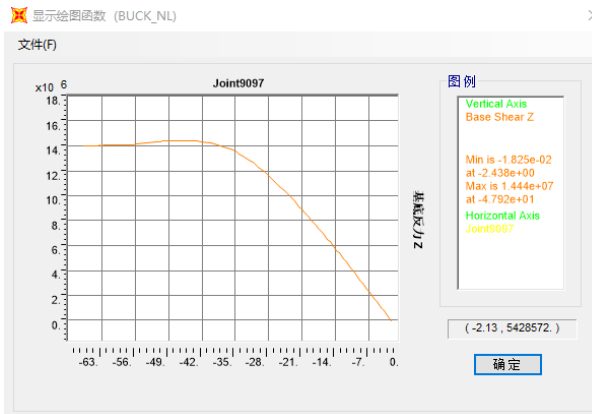


图 13 节点 9097 反力-节点位移曲线图

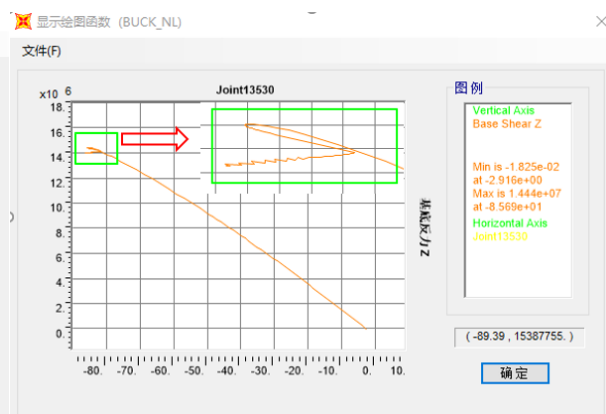


图 14 节点 13530 反力-节点位移曲线

虽然两条曲线获取的极限荷载是相同的，但是由于两个节点的反力-节点位移曲线差异是如此之大，以致于用户怀疑程序是否真正的获取到了极限荷载，甚至怀疑程序计算是否正确。其实真正的原因在于 9097 节点的位移处于“单调增加”状态，而 13530 节点的位移则处于“先增后减”状态，即节点发生了回退，我们可以通过节点位移-步数曲线观察到这一点。

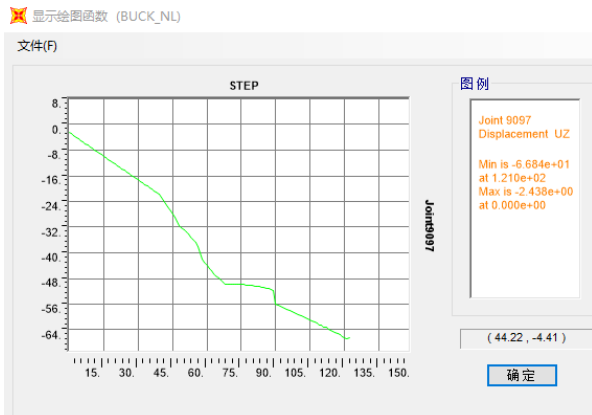


图 15 节点 9097 的节点位移-步数曲线

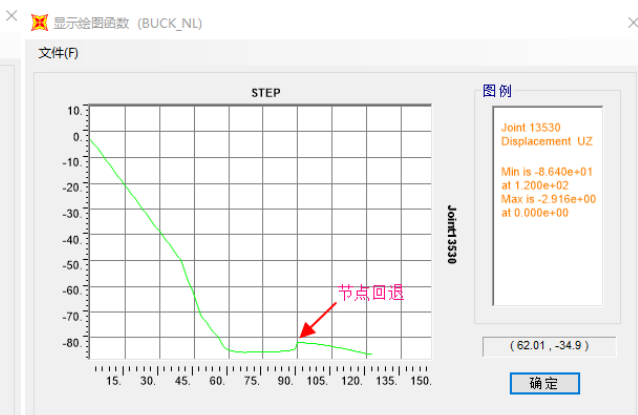


图 16 节点 13530 的节点位移-步数曲线

至于节点位移发生回退的现象是比较普遍的，特别是当模型中未考虑材料非线性的情况下，我们可以通过下面的组观观察到节点位移回退的现象。

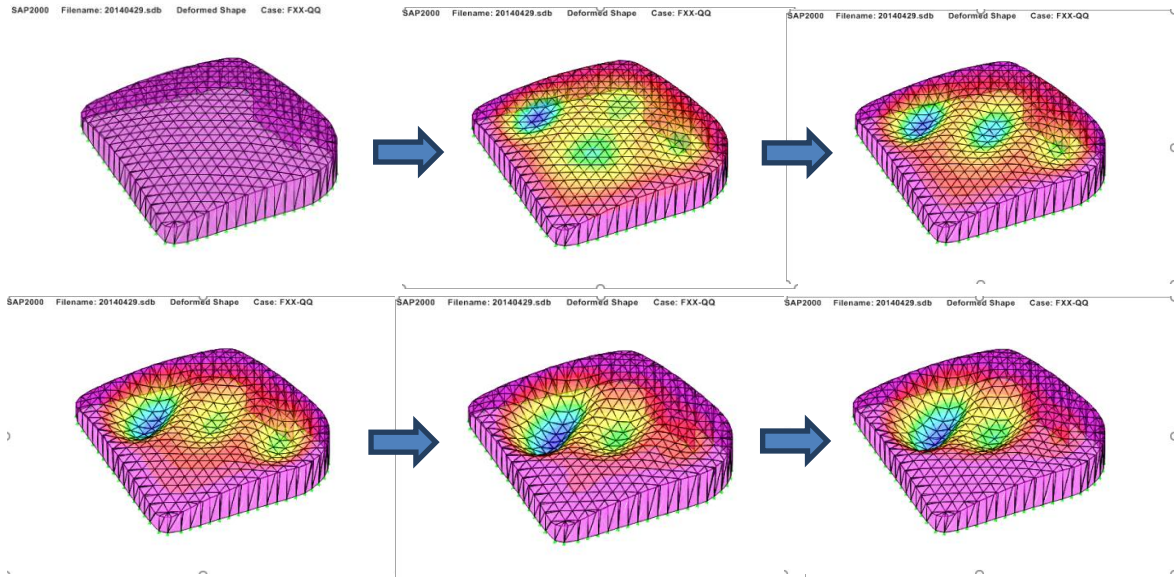


图 17 结构变形全过程

从图中可以看出，结构的变形可以很明显的分为左、中、右三个区域，其中左边区域的变形是持续增加的，如果在左边区域选择监测点将会得到非常理想的曲线，类似图 15 中的 9097 节点；右边区域的变形是呈现出先增加后减小的一个过程，是比较明显的回退过程；而中间区域则更加复杂，经历了增加—减小—再增加的过程，过程中出现了明显的回退，类似图 16 中 13530 节点的位移变化。因此，如果想获取到一条“合理”的反力-节点位移曲线，首先应找到一个节点位移处于单调增加状态的节点，虽然选择哪个点并不影响极限荷载的大小。

4 小结

1. 用户可通过修改未变形几何命令施加初始几何缺陷，但是应该注意屈曲模式的选择，尽量选取最低阶整体屈曲模式。
2. 用户在指定杆件材料非线性时，应尽量根据杆件的受力形态选择对应的铰属性。
3. 用户可采用基于位移加载的非线性静力工况来获取结构的极限荷载，用户应对程序中的各个参数有所了解，合理的参数调整是保证分析的收敛性和准确性的关键。
4. 在查看结构极限荷载时，建议查看反力-步数曲线，如果想查看反力-节点位移曲线的话，应注意选取的节点的位移应保持“单调递增”，避免出现回退的情况。



SAP2000 模拟张弦结构的常见问题

筑信达 李立

张弦结构由上弦构件（梁、桁架等）、下弦高强度拉索和连接上、下弦的撑杆组成。这种结构形式综合了刚性构件抗弯强度高和柔性结构抗拉强度高的特点，形成自平衡体系，具有自重轻、跨越能力强等特点，在大跨度空间结构中得到广泛的应用。这些年，用 SAP2000 分析张弦结构的工程项目也越来越多。通过梳理工程师们反馈的问题，我们发现使用 SAP2000 模拟张弦结构时大家普遍存在以下疑问：首先，用什么单元模拟拉索；其次，如何施加拉索的张力；最后，如何定义分析工况以及分析的顺序。接下来针对这些问题进行阐述，最后以一个小例子说明应用效果。

1 框架单元 vs. 索单元

SAP2000 的框架单元和索单元都可以模拟拉索，两者有什么区别呢？

用框架单元模拟索的前提是索始终处于张紧状态。此时，在框架对象两端应指定端部释放（释放两端弯矩及一端扭矩），且指定该框架对象为只受拉的杆件（即设置其压力限值为 0）。分析工况应为非线性工况，多数情况下仅考虑“P-delta”效应即可，是否考虑“大位移”效应根据实际需求判断。

SAP2000 的索单元是悬链线索，具有张拉硬化和大挠度特性。非线性分析工况中无论是否勾选相关的选项，索单元的“P-delta”和“大位移”效应都会默认考虑。在 SAP2000 中绘制索后，即刻弹出“形状计算器”对话框，在这里给定索的张力、垂度、未变形长度三者中任意一个，程序将确定索的初始形态。当索的未变形长度大于弦长（两端点间的距离），索处于松弛状态且具有明显下垂。当未变形长度小于弦长，索处于拉紧状态，垂度越小拉力越大。更多信息参见“单悬索的基本理论与 SAP2000 应用”（《筑信达技术通讯》第六期，2018.6）。

可以看出，索单元具有高度非线性的特点，能全面模拟索的行为，特别是柔性行为。但对于张弦结构中拉索，只有在张紧状态下才能为结构提供刚度，所以原则上使用框架单元或索单元来模拟拉索都是可行的。

2 施加索张力的方法

“降温法”是被熟知且应用最多的方法。其原理是，温度下降使构件产生收缩，而端部约束限制其收缩，从而在构件内部产生拉力。在 SAP2000 中通过对框架或索对象施加等效温度荷载，使其产生张力。但是，由于张弦结构的拉索两端一般不是完全刚性的约束，降温法带来的结构变形将导致预应力损失。

“应变荷载”也是目前应用较多的方法。对于两端有约束的杆件，施加负的轴向应变将产生拉力。所以，通过这种方式可以对框架或索对象施加预应力。一般情况下，杆件两端并非完全约束，而是和其它有限刚度的构件相连，对杆件施加应变荷载会在杆件内部同时产生内力和变形。所以，与“降温法”类似，因应变荷载而产生的拉索变形如果没有被完全约束，同样会产生预应力损失。

“目标力荷载”，顾名思义，就是用户指定一个期望的轴力，程序通过迭代计算变形从而达到轴力期望值。目标力荷载适用于框架单元和索单元，常用于施加预应力。

目标力荷载对话框如图 1 所示，在该对话框中指定目标力数值以及目标力发生的位置（默认是杆件的中部）。注意，目标力荷载仅适用于静力非线性工况或阶段施工工况。目标力是我们期望达到的数值，而实际结构是否能在这个状态下达到平衡，程序需要不断试算来完成。在这个迭代计算的过程中，用户可以通过非线性参数来调整目标力分析的收敛性。图 2 所示为目标力迭代的控制参数，各参数的含义以及使用建议汇总于表 1。



图 1 指定目标力荷载对话框

目标力荷载本质上也是施加变形荷载。但与前面介绍的“降温法”、“应变荷载”的不同在于，目标力荷载是根据“力”目标去迭代施加所需要的“变形”，从而能避免因结构的变形可能带来的





预应力损失。所以，相比“降温法”、“应变荷载”，我们更推荐使用“目标力荷载”来施加索张力。

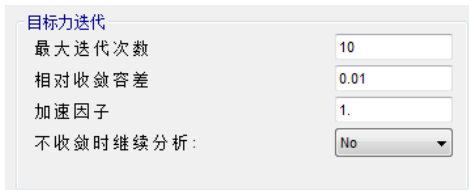


图 2 目标力迭代的控制参数

表 1 目标力迭代控制参数说明

参数/选项	说明
最大迭代次数	当迭代次数超过该值，计算终止。结构的复杂性和施加目标力荷载的杆件数量都会影响所需迭代次数，笔者从几次到数百次都使用过。建议先按默认值试算，然后查看运行日志文件，可根据计算终止时收敛容差的大小决定迭代次数的调整幅度。
相对收敛容差	这是可接受的收敛容差，小于该值，计算终止。一般建议容差范围为 0.01-0.1。
加速因子	目标力和实际内力的差值转换为在下一迭代中施加的变形荷载。用户可以通过加速因子来增加或减少该荷载。如果收敛缓慢，可使用大于 1 的加速因子；如果分析结果发散（收敛容差不断增加或振荡），可使用小于 1 的加速因子。
不收敛时继续分析	目标力并不是一定能达到的。这个选项的含义是，当目标力无法达成时，是否让分析继续。一般保持默认选项“否”。

3 分析序列

分析序列是指在 SAP2000 中各个分析工况之间的关系和计算顺序。

对张弦结构而言，其整体刚度和几何形态与其施工过程密切相关，所以张弦结构的施工阶段一般作为一个独立的过程进行详细分析。SAP2000 的施工阶段分析能够帮助工程师考察不同的施工方案对张弦结构受力状态的影响。这里面主要涉及结构安装工序、张拉顺序、拆除支撑等操作的实现。限于篇幅，本文不对此详细展开。

此外，工程师们普遍关心张弦结构在外荷载作用下的受力情况。当结构张拉成形，整体刚度形成，此时可称为“初状态”。后续的外荷载都是施加在“初状态”上，从而产生变形和内力。这时，在 SAP2000 的分析工况中，首先要明确计算“初状态”的工况，该工况可以是施工阶段分析工况，也可以是施加预应力、自重等必要荷载的非线性静力分析工况。其它外荷载工况都应继承“初状态”工况进行后续分析。

还应注意的是，张弦结构的模态工况一定是基于成形后的结构进行分析的。模态分析的结构刚度可以来自于“初状态”，或者“初状态”承受部分恒荷载及活荷载之后的状态。工程师可以在 SAP2000 中根据需求灵活定义。

4 示例

接下来，用一个小例子来具体说明。

该模型为张弦梁结构，上弦为工字型钢截面，撑杆为圆钢管截面，下弦为钢拉索。该结构位于 XZ 平面内，计算时只考虑 XZ 平面内的自由度。

假定索初始张拉力 400kN（用于确定索的形状），在自重作用下形成“初状态”。

初状态形成后，在该结构的上弦施加 4kN/m 的附加恒载。

计算该结构的内力和振型。

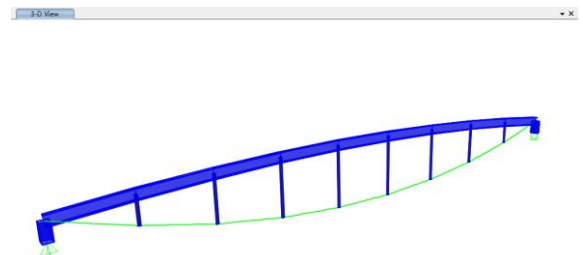


图 3 示例模型

4.1 标准模型建模

为了便于对比分析，首先建立标准模型，即模型 0。





模型 0 中，拉索采用索单元，索类型为 Tension At I-End（用于靠近左端支座的索）或 Tension At J-End（用于靠近右端支座的索），预张力为 400kN，如图 4 所示。指定类型和张力后，程序自动计算索的形状，各分段点坐标、垂度等几何信息显示于图 4 的下方表格。

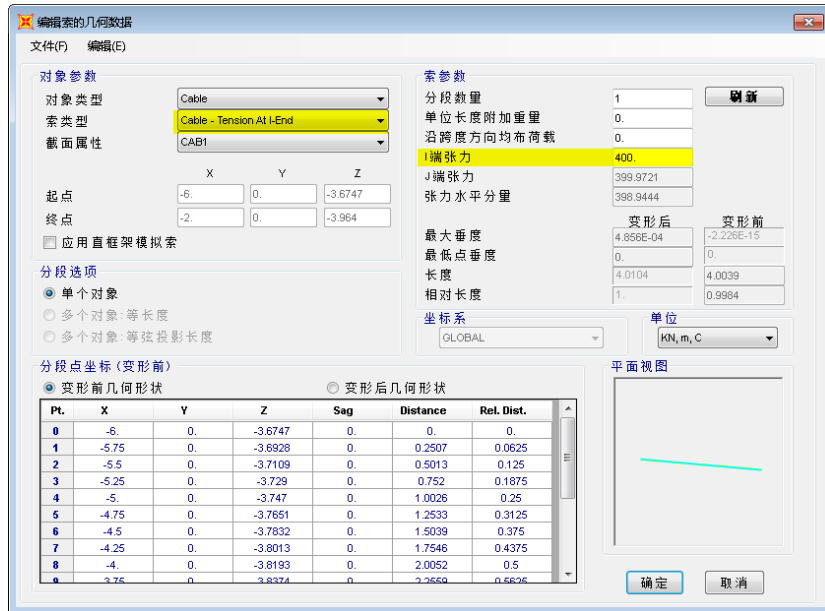


图 4 索定义对话框

建立好基本模型后，定义两个荷载模式：SELF 和 DEAD。SELF 只包含自重荷载，DEAD 只包含附加恒荷载。

然后定义荷载工况。代表结构自重作用的荷载工况 SELF 定义如图 5 所示。分析类型选择非线性，并考虑 P-Delta 效应（注意，索的二阶效应和大位移效应是内置的，天然考虑，这个选项的实际意义是考虑其它钢构件的 P-Delta 效应）。初始条件为零状态。

代表附加恒载的荷载工况 DEAD 定义如图 6 所示。其初始条件来自 SELF 工况，从而继承 SELF 工况形成的刚度。

为了便于比较，定义两个模态工况：MODAL 和 MODAL-D。前者刚度来自 SELF 工况，后者刚度来自 DEAD 工况（图 7）。两个模态工况计算得到的基本周期分别是，MODAL: $T_1=0.508$ s, MODAL-D: $T_1=0.503$ s。可以看出，施加附加恒载后，索力增大，结构变刚。

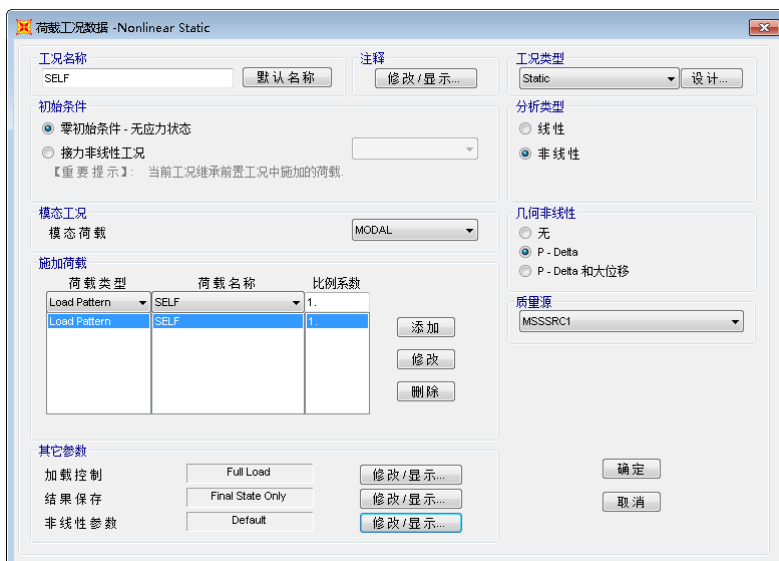


图 5 SELF 工况定义

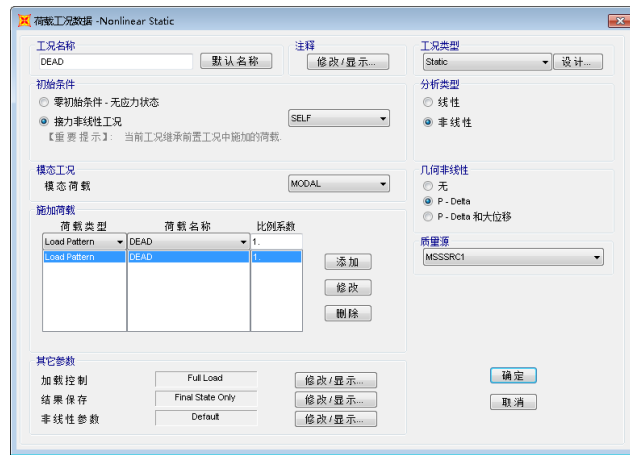


图 6 DEAD 工况定义

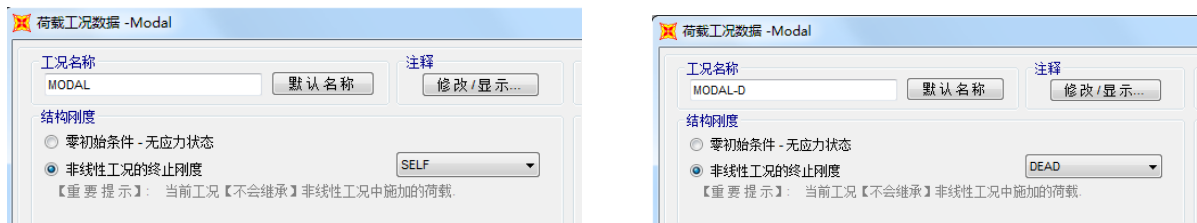


图 7 MODAL 与 MODAL-D 工况初始刚度设定

自重作用下（即初状态）杆件轴力如图 8 所示。此时，索拉力为 93~97kN，故取索力目标为 95 kN。结构在附加恒载作用的杆件轴力如图 9 所示。此时，上弦杆轴力约 242kN，索拉力为 242~252kN，索拉力明显增大。

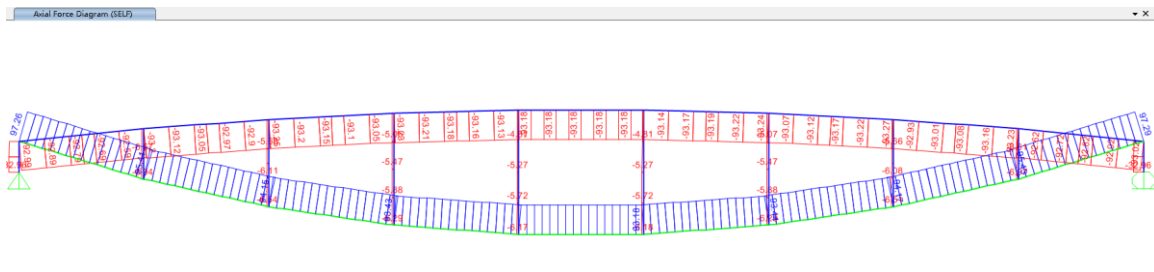


图 8 自重作用下结构轴力

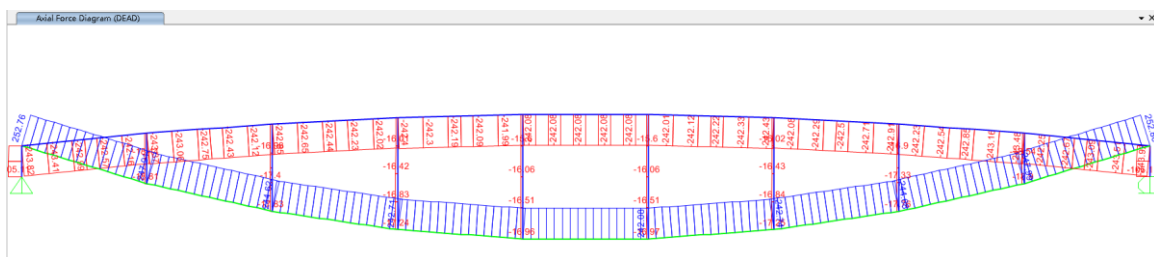


图 9 附加恒载作用下结构轴力

4.2 不同方法施加索张力的等效模型对比

以“初状态”为目标，使用目标力、应变荷载和降温法分别建立等效模型，对比计算结果。三个等效模型如图 10 所示。拉索仍采用索单元，但索类型选择为 Undeformed Length，如图 11 所示。默认情况下索的未变形长度为弦长，即连接索两个端点之间的直线距离，此时虽未人为给定预张力，但索仍为张拉状态（预张力约 12.5kN）。此外，补充定义荷载模式 PRESS，在三个等效模型中分别代表目标力荷载、应变荷载及温度荷载。代表自重作用的荷载工况同时包括 SELF 和 PRESS，用于求“初状态”，如图 12 所示。



模型 A 对索施加目标力 95kN。

模型 B 对索施加应变荷载，理论计算所需应变为 $-3.88E-4$ ，试算发现该应变值无法让索力达到 95kN，多次尝试后，实际施加应变值 $1.45E-3$ 才能满足需求。

模型 C 对索施加温度荷载，理论计算所需温差为 -33°C ，试算发现，实际需要 -120°C 才能满足需求。

由于该张弦梁一端简支、一端为滑动支座，支座约束的刚度十分有限，故而“应变荷载”和“降温法”引起的预应力损失十分明显，而这些损失在实际结构中是不存在的。

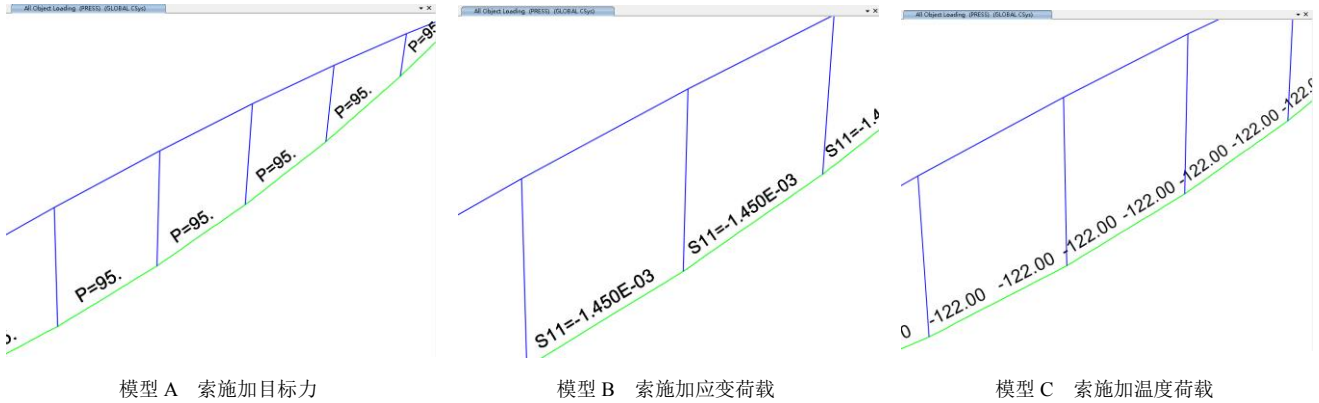


图 10 使用不同方法施加预拉力的等效模型

编辑索的几何数据

文件(F) 编辑(E)

对象参数

对象类型: Cable

索类型: Cable - Undeformed Length

截面属性: CAB1

起点: X: -6, Y: 0, Z: -3.6747

终点: X: -2, Y: 0, Z: -3.964

应用直框架模拟索

分段选项

单个对象

多个对象-等长度

多个对象-等弦投影长度

分段点坐标 (变形前)

变形前几何形状

变形后几何形状

Pt.	X	Y	Z	Sag	Distance	Rel. Dist.
0	-6	0	-3.6747	0	0	0
1	-5.75	0	-3.6928	0	0.2507	0.0625
2	-5.5	0	-3.7109	0	0.5013	0.125
3	-5.25	0	-3.729	0	0.752	0.1875
4	-5	0	-3.747	0	1.0026	0.25
5	-4.75	0	-3.7651	0	1.2533	0.3125
6	-4.5	0	-3.7832	0	1.5039	0.375
7	-4.25	0	-3.8013	0	1.7546	0.4375
8	-4	0	-3.8193	0	2.0052	0.5
9	-3.75	0	-3.8374	0	2.2559	0.5625

索参数

分段数量: 1

单位长度附加重量: 0

沿跨度方向均布荷载: 0

J端张力: 12.5

K端张力: 12.472

张力水平分量: 12.452

最大垂度: 0.0156

最低点垂度: 0

长度: 4.0106

相对长度: 1

坐标系: GLOBAL

单位: KN, m, C

平面视图

刷新

确定 取消

图 11 按默认索长度绘制拉索

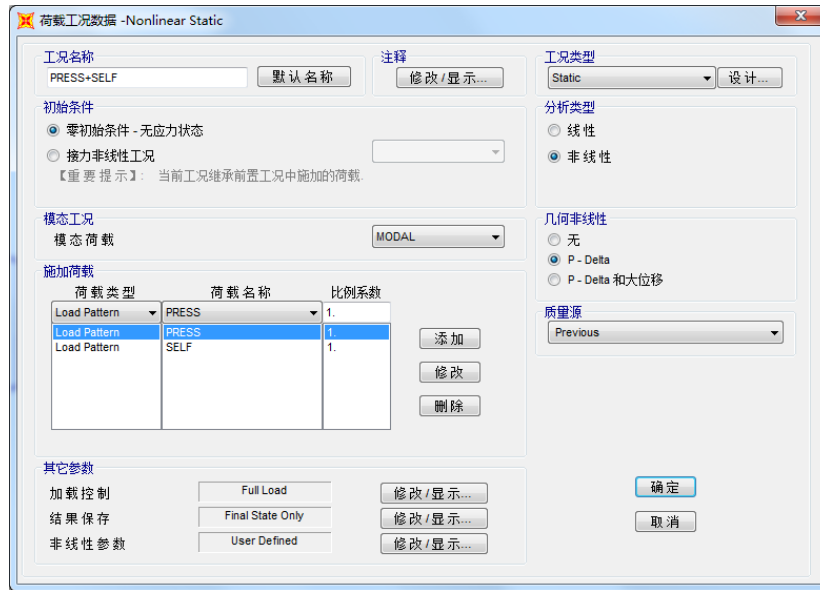


图 12 计算“初状态”的工况定义

将模型 0、A、B、C 的计算结果汇总于表 2。可以看到，无论是杆件轴力还是结构周期，等效模型与标准模型的结果吻合很好，误差非常小。所以，无论用哪种方法，只要合理地参数设置，都能达到所需要的“初状态”。

表 2 模型 A、B、C 与模型 0 的轴力和基本周期结果对比

模型	荷载工况	索轴力（中跨）	索轴力（边跨）	上弦轴力（中跨）	上弦轴力（边跨）	基本周期 T1
模型 0 索预应力	自重 self	93.2	97.3	93.2	93.0	0.508
	恒载 Dead	242.1	252.8	242.1	243.8	0.503
模型 A 目标力	自重 self	93.3	97.4	93.3	93.2	0.509
	恒载 Dead	242.2	253.0	242.2	244.2	0.504
模型 B 应变	自重 self	93.5	97.6	93.5	93.3	0.509
	恒载 Dead	242.4	253.1	242.4	244.1	0.504
模型 C 降温法	自重 self	93.0	97.3	93.0	92.8	0.509
	恒载 Dead	241.9	252.6	241.9	243.6	0.503

4.3 分别使用框架单元和索单元的等效模型对比

将模型 A、B、C 中的拉索，更改为等效的框架单元来模拟（图 13），分别标注为模型 D、E、F（图 14）。将模型 D、E、F 的计算结果汇总于表 3。

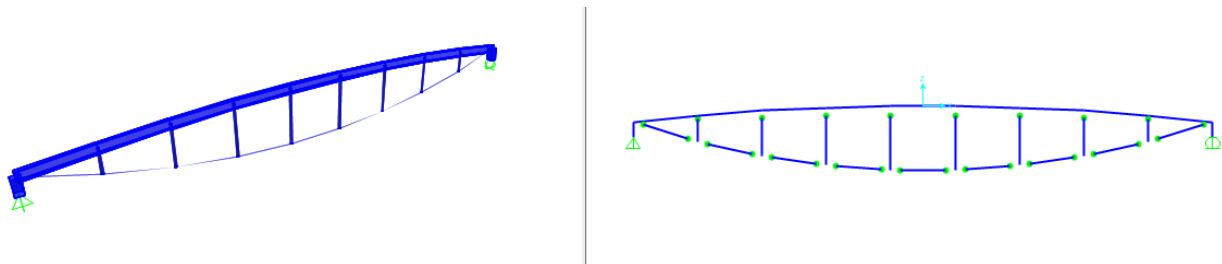


图 13 用框架单元模拟索的等效模型

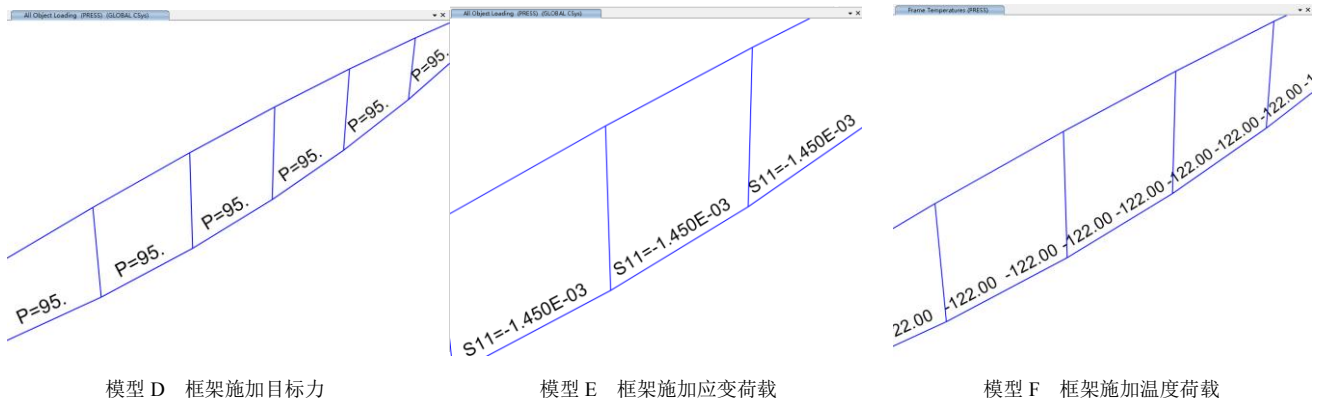


图 14 使用不同方法对拉索（框架单元）施加预拉力

结合表 2 和表 3 的数据，可以看出采用框架单元也能达到不错的效果。内力吻合较好，但周期结果有差异。对于模型 D、E、F，基于 SELF 工况和基于 Dead 工况计算的结构周期几乎一样（仅在小数点后第四位出现差别），即基本周期不受外荷载的影响。这恰恰体现出框架单元不具备 P-delta 和大位移的内在属性，故无法体现出索单元天然的应力钢化特性。所以使用框架单元模拟索，可能导致结构偏刚，并且框架单元中轴力的变化不会影响结构刚度。

表 3 模型 D、E、F 与模型 0 的轴力和基本周期结果对比

模型	荷载工况	索轴力（中跨）	索轴力（边跨）	上弦轴力（中跨）	上弦轴力（边跨）	基本周期 T1
模型 0	自重 self	93.2	97.3	93.2	93.0	0.508
	恒载 Dead	242.1	252.8	242.1	243.8	0.503
模型 D 目标力	自重 self	92.4	96.5	92.4	92.3	0.501
	恒载 Dead	241.4	252.17	241.4	243.3	0.501
模型 E 应变	自重 self	93.1	97.1	93.1	92.9	0.501
	恒载 Dead	242.1	252.8	242.1	243.9	0.501
模型 F 降温法	自重 self	92.6	96.7	92.6	92.5	0.501
	恒载 Dead	241.7	252.4	241.7	243.5	0.501

5 小结

对于本文示例这种情况，确定“初状态”很重要。无论采用哪种方式，我们模拟的目标是结构整体的受力状态，而不仅仅是索的张拉力。张弦梁是自平衡结构，索力大小和荷载相关。索的初始张拉力和最终决定结构刚度的索力不一定相同。工程师一定要清楚模拟的目标是什么，再来选择模拟方式。

明确“初状态”后，采用文中的几种方法都能达到理想的效果。相比较而言，目标力是最便捷、直接的方法。对于合理的目标力数值，计算的收敛性能够通过计算参数有效控制。如果索的预张力已知，使用索单元内置的施加预拉力的功能，也十分方便。

框架单元能够较好地模拟张紧索的行为。但由于框架单元不具备索单元天然的几何非线性属性，可能导致结构偏刚。

实际工程中，张弦结构涉及的计算问题非常丰富且复杂。本文仅仅讨论了一种情况，即已知结构初状态的情况下，如何模拟拉索及施加索力，借此来介绍 SAP2000 一些基本功能的使用。限于时间和经验，文中难免存在不足或错误，欢迎读者批评指正！也欢迎工程师们与我们讨论更多张弦结构相关的应用问题！



SAP2000 在贝雷梁支架分析设计中的应用

筑信达 吕良

桥梁施工是一项技术复杂而涉及面很广的工作，设计制作施工过程中的临时性结构对保证桥梁工程的安全施工和良好质量具有重要的意义。贝雷梁因其结构简单、组合灵活、架设快速、可重复利用的特点，同时具备承载能力大、结构刚性强、疲劳寿命长等优点，常用于施工支架、施工便桥等临时结构。

在对该类型支架进行结构受力分析时，传统的手算方法较为繁琐且效率较低。尤其在设计一些大型复杂临时结构设计时，由于过多的简化，手算结果的精确性无法保证。SAP2000 为土木行业的通用有限元分析软件，具有建模方便、计算效率高、分析结果准确等特点，常用于土木行业各类结构的分析与设计。在施工临时结构的分析与设计中，也常会采用该软件做计算校核。下文将结合 SAP2000 中的相关功能，来简要说明在贝雷梁支架分析设计中一些问题的处理。

1 模型建立

1.1 材料及截面

临时支架中构件大多采用规范材料，构件截面则采用标准型钢截面，或拼接截面等一些非标准截面。在有限元计算时，一般采用框架单元来模拟。SAP2000 中自带了多个国家的材料库及标准型钢截面库，对于标准型钢截面可以直接从数据库中导入或用户自定义。而拼装截面及非标准截面则可以通过截面设计器来定义。如下图所示的三拼工字钢截面或是通过缀板连接的格构式梁或柱，可以首先在 CAD 中绘制该构件截面，然后将其导入截面设计器当中，程序会自动计算其截面属性。

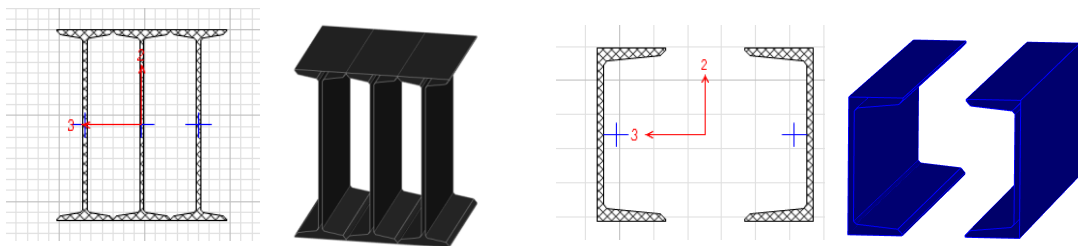


图 1 构件截面定义

1.2 模型建立

临时支架有限元模型为空间三维模型，而工程师较为习惯平面作图的方式，为方便建立模型，用户可采用 SAP2000 中的轴网功能来帮助建模。建立模型前先建立三维轴网确定各个主要构件的空间位置，然后选择轴网平面视图，将轴网平面调整到所需绘制构件的平面，直接在平面中绘制结构构件。另外通过轴网绘制的构件，可勾选粘附至轴网线选项，此时结构会根据轴网数据的改变而相应变化，提高建模效率。

对于一些复杂的临时结构，工程师可直接在 CAD 中将部分模型或整个模型建立好，然后通过 CISAPPS（筑信达工具箱）导入 SAP2000 当中。通过工具箱导入的模型，程序会自动依据图层进行分组，方便后期指定截面、施加荷载、查看结果等操作。

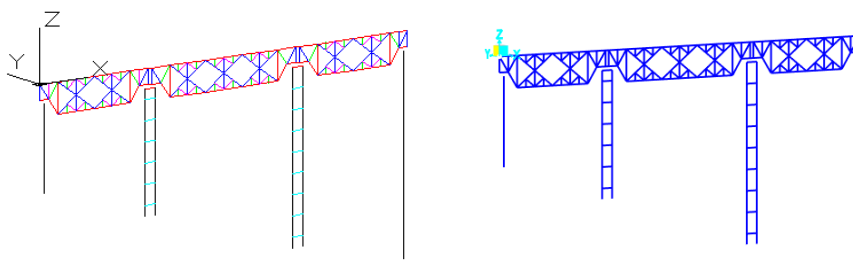


图 2 CAD 导入模型

注意，导入模型后需要检查模型构件的朝向。型钢截面其主轴和次轴方向的刚度、抗弯截面惯性矩等力学性能均不相同，



构件的朝向会影响整个结构的刚度。当构件朝向与所设定方向不一致时，用户可以通过旋转构件局部轴功能来调整构件朝向，如下图 3 所示。为避免大量调整构件局部轴，建议工程师在绘制 CAD 图时，按同一个方向绘制构件。按相同方向绘制的构件导入 SAP2000 中后，指定截面时其构件的朝向将一致。

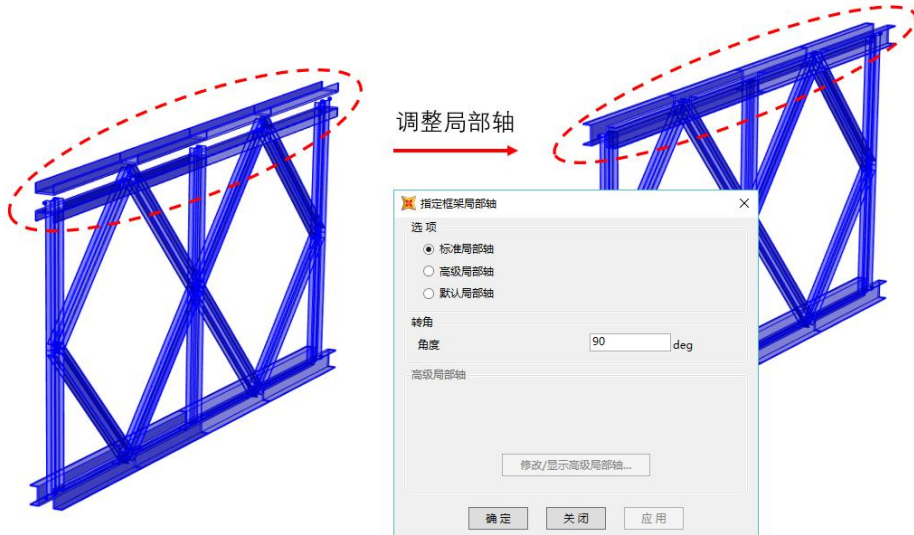


图 3 调整局部轴

1.3 构件连接方式处理

临时支架的连接方式主要有刚性连接和铰接。SAP2000 中通过节点相连的杆件之间的连接关系默认为刚性连接。贝雷梁上部一般会布设钢横梁，如图 4a 中所示横梁与贝雷梁之间呈搭接关系，两者之间仅能通过节点传递轴力无法传递弯矩。在建模时一般不对横梁与贝雷梁之间的连接节点做处理，保持默认的刚性连接方式。需要注意的是，临时结构一般主要考虑竖向的荷载分布，而横梁也仅通过节点传递施工中的重力荷载。在仅考虑竖向荷载的条件下，无论将横梁与贝雷梁之间的节点设为刚接或是铰接，其对分析结果是没有影响的。

单个贝雷片中的所有构件均是通过焊接的方式连接，如图 4b 因此在建模时其连接方式可保持默认的刚性连接方式。而贝雷片之间通过插销连接，两者之间无法传递弯矩，节点连接形式为铰接。在 SAP2000 中可以通过端部释放等功能来实现杆件之间的各种连接方式。对于贝雷梁之间的铰接，仅需要释放掉横杆绕插销方向的弯矩（局部轴 3-3 方向）即可。释放杆端弯矩时需要注意释放的方向，通过杆件局部 1 轴的来判断释放杆件起始端或是终止端弯矩。

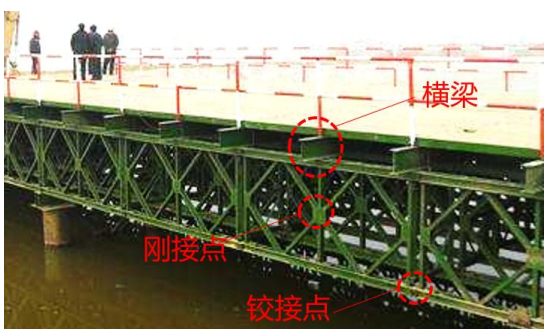


图 4a 贝雷梁构件搭接



图 4b 贝雷梁内杆件的连接

对于一些更加复杂的临时结构的连接方式在 SAP2000 中也很好处理，如六四军用梁，其构件的真实连接方式如下图 5a 所示。在节点 1 位置处，三个标准件通过两个插销相互铰接而成。其中左侧蓝色标准件中的两个杆件在该节点为刚接，右侧绿色标准件的两个杆件该节点位置处也为刚接。而在建立有限元模型时该位置仅有一个节点，该节点位置附近的构件都共用这一个节点，各构件之间的连接形式为刚接，如图 5b 所示。

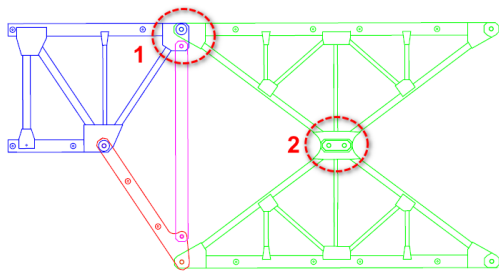


图 5a 六四军用梁节点连接

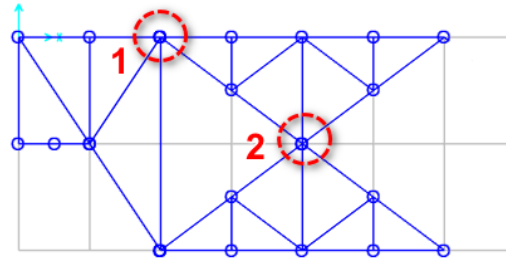


图 5b 六四军用梁节点有限元模拟

为真实模拟构件的连接方式，可以对该节点进行打断、合并，然后添加约束的方式，来模拟各个标准件内的构件可以有效传递弯矩，而标准件之间为铰接的连接方式。首先通过**断开节点**命令，使该节点位置处的每个杆端各有一个节点，而不是共用一个节点，其示意图如图 6a 所示。此时各个杆件在该节点位置处没有连接，无法传递荷载；然后通过**节点合并**命令，将同一个标准件中的构件端点在合并在一起。依据三个标准件分为三组，如图 6a 所示。合并后，在节点 1 位置处会形成三个分属不同标准件的独立节点，此时再通过**节点约束**命令，将三个节点的水平移动自由度约束在一起，如图 6b 所示，即可真实模拟杆件的连接方式。

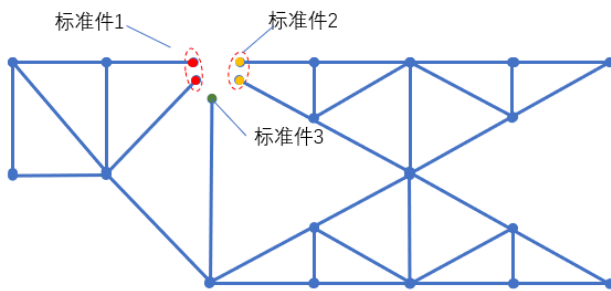


图 6a 节点断开示意图



图 6b 节点合并示意图

另外还需要注意图 5a 中节点 2 的连接方式，虽然节点 2 也是两个标准件通过插销连接，但是该位置处有两个插销，并且两个插销的间距较大，能有效的传递弯矩。此时节点 2 就不需要做节点 1 类似的处理，直接保持默认的刚性连接即可。SAP2000 中构件连接处理方式很灵活，对于临时结构中一些特殊的连接方式模拟，工程师需要具体问题具体分析，避免错误。

1.4 荷载处理

贝雷梁上的模板和模板支架系统布置形式复杂多样，通常为定制构件，主要用于传递荷载，无需单独分析。建模分析时工程师需关注主要受力构件的响应，为此通常将模板和模板支架的转化为荷载施加于贝雷梁，进行相应的分析。混凝土湿重是临时结构所承受的主要荷载，也需要做相应的简化。

浇筑混凝土时，作用在梁底支架上的荷载分布是不均匀的，腹板位置支架承受的荷载较大，翼缘位置支架承受的荷载相对较小，腹板之间支架承受的荷载介于上述两者之间。为了便于分析，在模板、支架的设计计算过程中假定混凝土为理想流体材料，即材料颗粒之间不存在剪应力。该假定对于一次浇筑完成的箱梁是恰当的，因为混凝土尚未初凝，应力重分布现象不明显；对于两次或多次浇筑的箱梁，先浇的混凝土底板已经初凝，具备了一定的应力重分布能力，上述假定会有一定偏差，但总体来说底板初凝形成的应力重分布对于支架受力是有利的。

依据上述假定，通常将主梁划分为不同区域，而每个区域的荷载将由该区域对应的贝雷梁来承担。如下图所示的梁截面，可以将其划分为三个类型的区域，区域 1 内混凝土重力由区域 1 中的一片贝雷梁承受；区域 2 内混凝土重力由区域 2 中的四片贝雷梁均匀承受；区域 3 内混凝土重力由区域 3 中的两片贝雷梁均匀承受。

对于贝雷梁所承受的荷载，一般可以通过上述分区

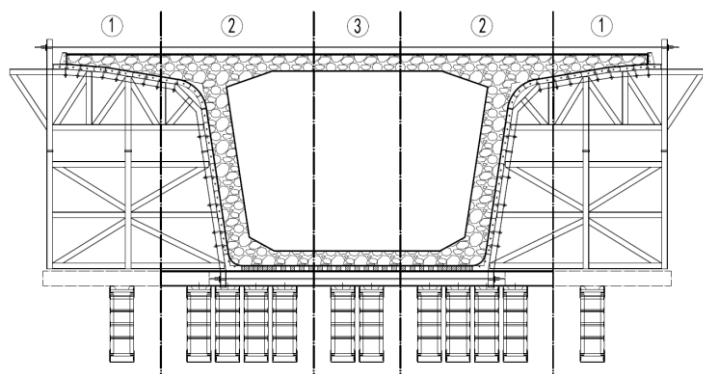


图 7 主梁荷载简化示意图



的方式，将结构的承受的所有荷载转换为线荷载施加于贝雷梁上。对于一些结构形式更加复杂的临时结构，工程需要关注的内容更多，此时对于模板及一些支架则可以通过 SAP2000 中的壳单元和框架单元去模拟，荷载相应的可以处理为面荷载或线荷载来施加。

1.5 工况及组合

临时支架主要考虑的荷载形式包括：浇筑混凝土重+支架自重+模板+施工荷载。对于不同的验算条件，荷载对应的组合系数是不同的，如在进行强度验算时需要考虑混凝土 1.15 倍的冲击系数，而在刚度验算时，则不需要考虑冲击系数。

在 SAP2000 可分别定义这几种类型的荷载模式，定义好荷载模式后程序会自动的生成相应的荷载工况。分析运行完毕后，工程师可依据规范要求，对不同的荷载工况指定不同的组合系数，分别进行强度、刚度及稳定性的验算。

2 分析结果

对于制式构件如贝雷梁构件，规范会给出每一个构件所能承受的最大荷载值：如轴力、弯矩等。在 SAP2000 中可以直接在图形界面上显示构件各个方向的内力值，如轴力、弯矩及剪力，如图 8a 所示，单击该构件即可查看该构件的详细信息。依据规范给定的上限值进行比较，来判断构件是否满足结构要求。但更多时候，我们是通过构件的应力状态来判断构件是否满足结构要求。SAP2000 可通过应力云图显示框架单元的应力云图，如图 8b 所示，可直接通过应力云图颜色判断构件的结构最危险的位置。

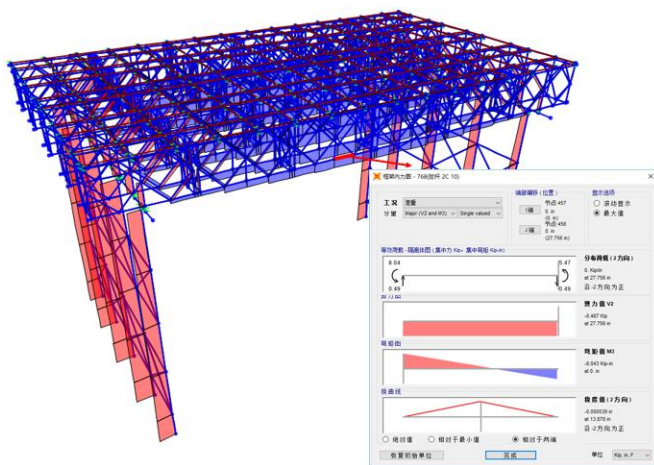


图 8a 显示构件轴力图

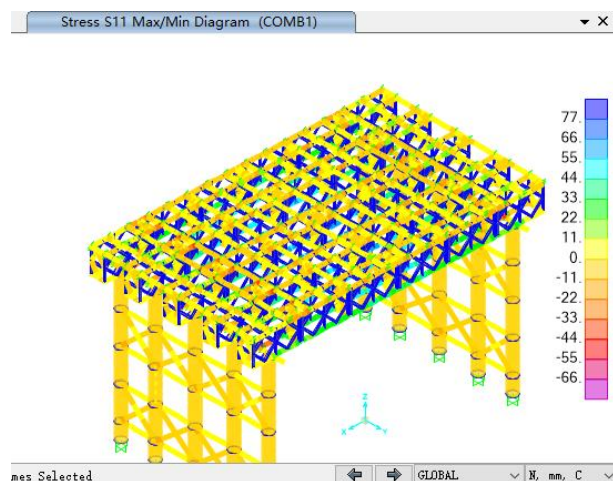


图 8b 显示构件 S11 应力

另外，构件的节点位移、支点反力等计算结果也可直接在图形窗口显示，工程师也可以将节点位移、构件的内力值、基底反力等计算结果导出到 EXCEL 表格当中，做进一步的分析及设计等。

3 总结

贝雷梁在桥梁施工中应用广泛，支架的布置形式多样，但是其建模分析设计的核心内容却基本相同。SAP2000 在处理该类型临时支架时，具有灵活高效的特点。其中构件截面可从数据库导入，也可以直接通过 SD 截面设计器来定义；模型可通过绘制轴网来辅助建立或直接从 CAD 文件中导入模型；对于各种复杂的连接形式或边界条件也可以很好的模拟；结果可以通过图形显示或导出至 EXCEL 表格做进一步处理。对于各类复杂的临时结构，SAP2000 必然能减少工程分析设计时间，提升设计精度，有效提升工程师的工作效率。

参数化交叉及网格划分失败问题解析

筑信达 郭晓通

几何建模与网格划分是岩土工程数值模拟中重要的一部分，尤其对于那些几何元素数量多、类型复杂的工程而言，几何模型绘制、网格划分的准确程度是该工程问题能否准确高效地分析成功的关键因素。

对 PLAXIS 3D 而言，由于采用全四面体的实体单元网格结构与全封装式的自动网格划分求解器，用户能够更真实地模拟包含复杂空间曲面与体积的岩土体或结构对象。但与此同时，有些工程师在建立复杂模型时，由于几何建模的精确度、规则度不足导致进行参数化交叉计算进入网格模式时出错或在网格模式下划分有限元网格失败，又由于几何对象复杂或数量庞大导致在模型检查、调整方面花费巨大时间或找不到调整的方向。

同时，参数化交叉及网格划分问题相对更依赖于工程师对于 PLAXIS 3D 的使用经验，其解决方案相较于其它问题也更抽象，本文希望给工程师们提供一个解决该问题的整体思路与方向。

1. 参数化交叉问题解析

1.1 参数化几何图形与交叉

在 PLAXIS 3D 程序中，由于几何图形是基于使用参数来描述几何特性的数学方程，我们将其称为参数化几何图形。大部分几何对象的内部结构由三角形组成，以一个矩形面与立方体为例，分别由 2 个和 12 个三角形构成，如图 1。用户可以通过在命令栏输入“_dumpparamobject+几何对象”命令来获取某个几何对象的参数化几何特性。如果用户输入“_dumpparamobject+几何对象>true”，程序还会输出详细的对象参数化组成。如图 2，我们可以获取一矩形面对象的内部组成信息。

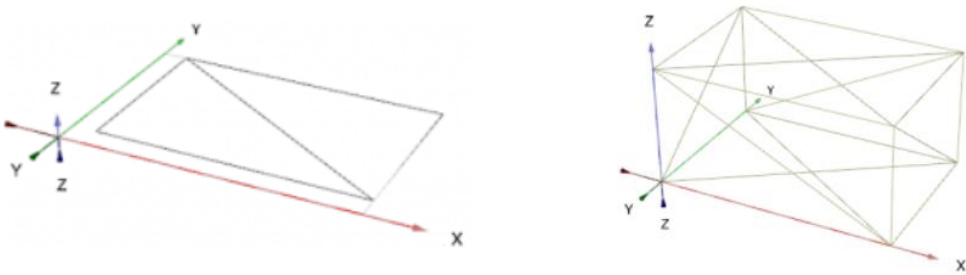


图 1 矩形面与立方体的三角形内部结构组成

```
__dumpparamobject Polygon_1 true
Type: WPolygon
Number of faces: 1
Number of triangles: 2
Area: 1188.000000000000227374
Detailed face data:
Face 0000
Surface type: planar
Number of triangles: 2
Number of loops: 1
Loop 0000
Number of edges: 4
Edge 0000
Type: linear
Orientation: forward
Start: (75.0000000000000000 24.0000000000000000 -3.0000000000000000)
End: (52.0000000000000000 68.0000000000000000 -3.0000000000000000)
Length: 49.648766349225638805
Edge 0001
Type: linear
Orientation: forward
Start: (52.0000000000000000 68.0000000000000000 -3.0000000000000000)
End: (75.0000000000000000 78.0000000000000000 -3.0000000000000000)
Length: 35.0700000000000000
```

图 2 命令流获取几何对象参数化组成

当我们结束几何模型创建（土/结构模式）进入网格模式时，为了能够准确识别整个几何模型的某些部分，程序会将各几何对象做相互交叉运算，与结构模式下自带的“intersect and recluster”布尔运算工具类似，譬如通过交叉运算分离基坑、隧道模型中需要开挖掉的土体。

为了确保程序不会错误地更改几何对象，参数化交叉过程中组成几何对象的参数化三角形会被划分为若干部分，以分离相互切割后的几何体。在网格模式中，程序会使用最终参数化交叉计算完成后的几何体进行网格划分计算。

1.2 参数化交叉失败原因及解决方案

当两个几何对象的交集接近边缘时，就会变得复杂。以图 3 为例，一细长矩形面与另一矩形面相互穿插，且交线位置靠近细长矩形面的左边缘。参数化交叉计算时，组成细长矩形面的一个参数化三角形被另一个面切割成一个面积很小的三角形，当这个小三角形的尺寸低于 PLAXIS 3D 程序中使用的几何容差时，这个小三角形将会从整个几何图形中被过滤出来，导致交叉操作失败。同样的，如图 4，两条线之间的搭接，相互切割后可能会形成长度极小的线。亦或是两条线的端点之间的距离很近，但并未连接上，这都将会导致参数化交叉失败。

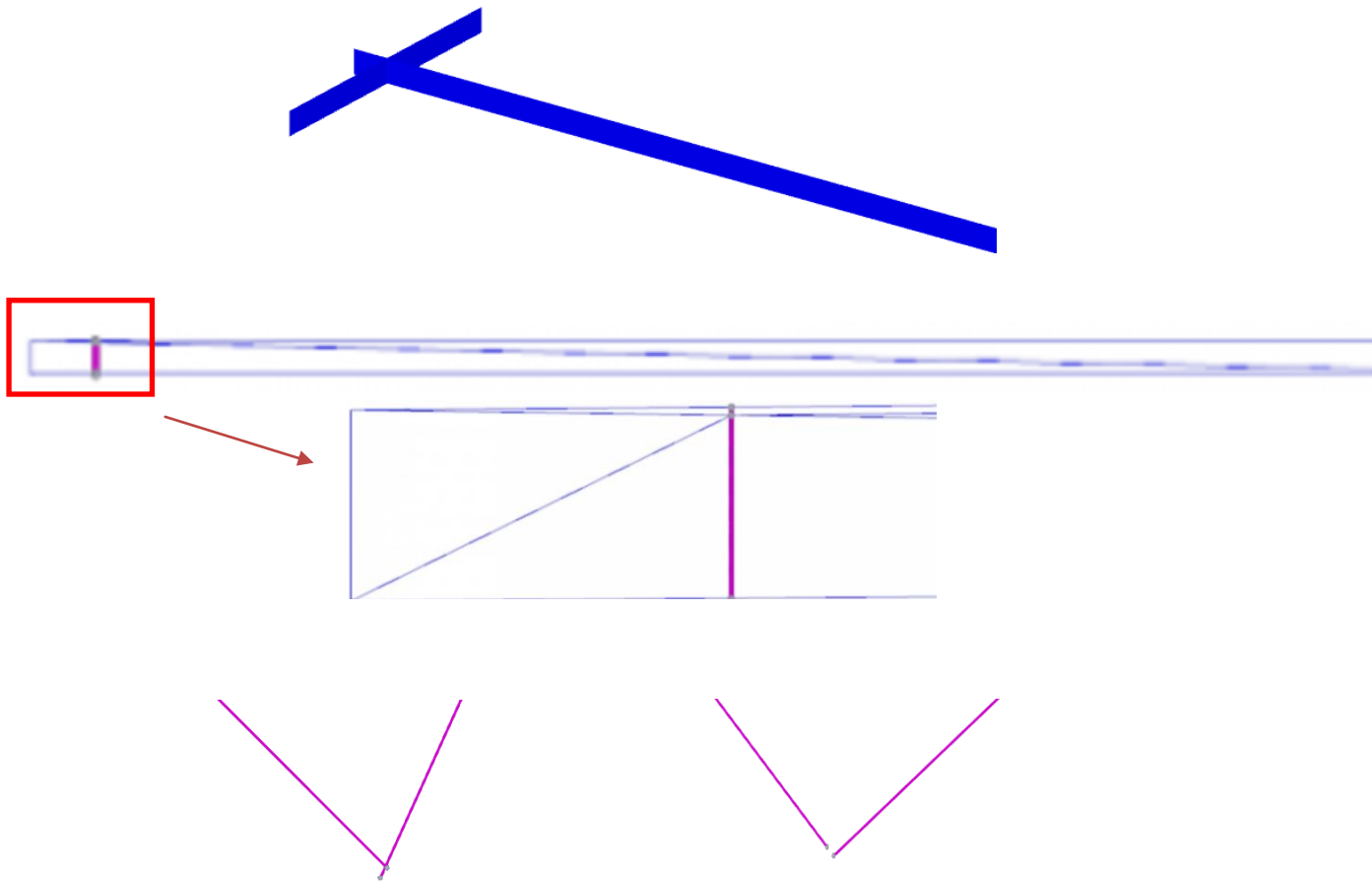


图 3 面与面的参数化交叉

图 4 线与线的参数化交叉

单纯的面与面、面与体、体与体之间的相交问题往往可以通过检查对象参考点的坐标来检查，或者在命令栏输入“tabulate+几何对象”命令获取几何对象的坐标信息。根据经验，更多的工程师遇到的是相邻几何对象距离过近的问题，且很多参数化交叉问题都来源于外部几何对象的导入。这要求我们从外部导入模型时必须保证几何模型的精确度和不同对象间的连接性。那么，单独在 PLAXIS 3D 中如何检查并调整相邻对象的位置呢？

1、检查相邻对象及距离

在一个复杂的几何模型中，如何检查距离过近的几何对象？在最新版本的 PLAXIS CE V20 中，结构模式下竖排工具栏中提供了一个相邻对象的检查工具，用户可以直接点击获取。在之前版本中，用户可以输入“checkgeometry”命令，如图 5，程序会自动检查相邻的对象及距离。

```
checkgeometry
发现成对的相邻几何对象: 173
1.      Point_11      Line_140      1.3728249369970003E-10
2.      Point_12      Line_179      1.4551915228366851E-11
3.      Point_19      Line_155      1.6112591297908698E-9
4.      Point_22      Line_185      1.6445768191707341E-9
5.      Point_24      Line_9        1.9946776046218755E-11
6.      Point_27      Line_169      7.1659871913988198E-11
7.      Point_28      Line_3        1.4551915228366851E-11
8.      Point_29      Line_157      1.7032580087426506E-10
9.      Point_30      Line_104      2.9103830456733702E-11
10.     Point_31      Line_76       6.5078143306885312E-11
```

图 5 检查相邻的几何对象

2、量化的合并与捕捉

PLAXIS 3D 可以通过“选中对象→点击鼠标右键→合并相同对象/捕捉”操作来对模型中不精确的几何对象进行快速调整。许多 PLAXIS 3D 的用户在发生参数化交叉错误时也会尝试使用该功能。但该功能只针对距离在 0.001 内的对象，也就是说，如果两个对象的间距在 0.001 外，程序将不会识别。对此，PLAXIS 3D 提供了量化的捕捉与合并相同对象命令，用户可以通过输入“snap geometry+距离”命令来指定捕捉的最大对象间距，或是通过输入“mergeequivalents geometry+距离”命令来指定合并某距离内的相同对象。如图 6。

```
snap geometry 0.1
捕捉的 Point_19 到 Line_155
捕捉的 Point_20 到 Line_137
捕捉的 Point_24 到 Line_9
捕捉的 Point_28 到 Line_3
捕捉的 Point_31 到 Line_6

mergeequivalents geometry 0.1
已删除的 Point_180 (参照对象: Point_79)
已删除的 Point_230 (参照对象: Point_154)
已删除的 Point_232 (参照对象: Point_207)
已删除的 Point_265 (参照对象: Point_254)
已删除的 Point_337 (参照对象: Point_269)
```

图 6 定量捕捉与合并相同对象

此外，捕捉与合并相同对象命令可以对指定对象使用，如“mergeequivalents Point_1 Point_2 0.02”，意思是如果点 1 和点 2 距离在 0.02 范围内，则将点 1 合并至点 2。同样的，“snap point_1 line_1 0.01”，意思是把点 1 捕捉到线 1 上，公差为 0.01，“snap points lines”，意思是把所有点捕捉到线上。用户还可以通过“snap linear”命令来将一系列连接到线上的点捕捉到某个对象上，以此调整点和线的位置。

值得一提的是，捕捉与合并功能可以改变面和体对象的位置，但不会改变面和体的形状。由面和体的形状问题导致的距离过近须手动调整几何对象形状或进行重新建模。

2. 网格划分失败问题解析

当 PLAXIS 3D 网格生成器无法成功生成 3D 网格时，它将返回一个错误代码。通常，该错误代码是指 PLAXIS 3D 网格生成器内部过程中迭代过程无法成功创建 3D 网格的位置。同时程序一般会尝试提供一个提示，指明用户可以在何处优化几何体或调整局部网格的粗糙度，以便成功生成 3D 网格。用户在网格划分失败后，首先应查看错误提示内容，并对照提示查找模型中难以划分网格的位置或对象名称，进而进行网格密度或几何模型的调整。同时，随着版本更新，网格生成器的质量和稳定性在不断提高，许多老版本无法直接解决的网格划分问题可以通过新版本的网格生成器完成网格划分。

总体来讲，网格划分能否成功的主要因素是小的几何元素或密集与不规则的几何对象。

2.1 含小元素几何模型的网格划分

有时模型中包含非常小的几何元素。这些小元素通常会使得网格生成过程变慢，甚至可能找不到好的网格解决方案。用户可以在网格模式下使用以下命令分别查找体积小于 1 或面积和长度小于 0.1 的单元：

```
tabulate Volumes "volume" "volume<1"
tabulate Surfaces "Area" "Area<0.1"
tabulate Lines "length" "length<0.1"
```


此外，网格模式菜单栏中的查看选项内提供了分离显示与归并工具，可以将几何体的各部分分开显示，我们可以使用该工具查找模型中存在的小对象及其形状特性。例如，图 7 所示的几何模型中包含了大量的小元素，设置分离显示后，我们通过框选其中的小元素并为其指定一个较小的网格粗糙度完成了该模型的网格划分。

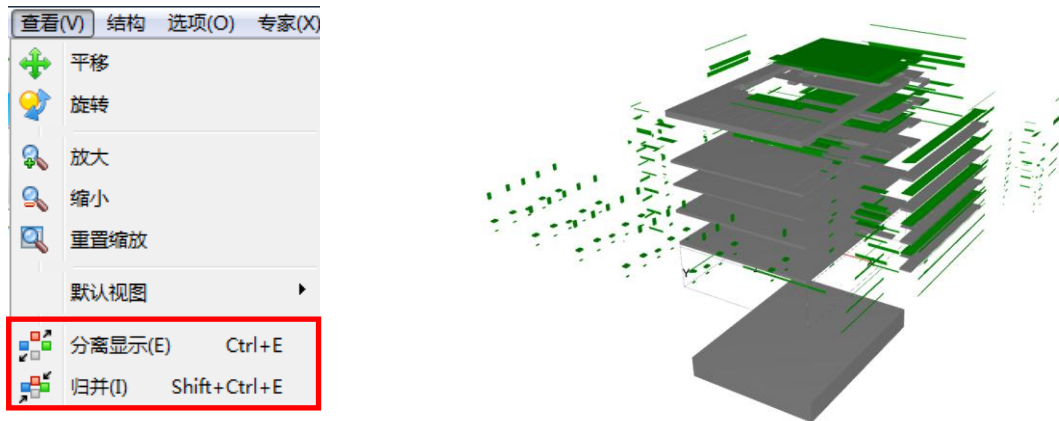


图 7 通过分离显示检查小对象

通常，对于含小的几何元素的模型，我们还需要查看小元素出现的原因。

如果是几何建模过程不精确导致的，我们需要重新返回结构模式进行几何模型的调整，确保几何对象间的连接与交叉不会导致小元素的继续出现，譬如锚杆与板单元并未连接上，虽然满足容差通过了参数化交叉的部分，但会造成网格划分的困难。如果小的几何元素是模拟某实际工程必须存在的，那么尽可能地把小元素的网格粗糙度调小，如果某元素面积或体积特别小，那么在为其单独指定一个小的粗糙度的同时，也须为与该元素连接的对象进行网格加密处理，以防止由于连接对象的网格密度差距导致的网格划分失败。

2.2 密集或不规则几何对象的网格划分

密集分布或形状不规则的体对象常常会引起网格求解器求解困难，例如空间中复杂的曲面围成的体，极薄或形状不规则的土层，某范围内的密集桩群等等。

这时候，我们可以通过创建辅助面的方式把几何对象密集的区域分块或把不规则的体对象切割来达到辅助求解器进行网格求解的目的。相比由小元素引起的网格划分失败问题，密集或不规则几何对象引起的网格划分问题往往具有多种解决方法，但思路与方向是大致相同的，就是通过辅助面的创建，将复杂不规则的对象切割简化，将密集的几何对象隔离分区。下面有几个典型的含密集或不规则对象的网格划分例子：

图 8 为一含不规则面的边坡体模型，其上表面为由地形资料转化建立的曲面模型，对于此类问题，网格求解器有时候很难直接得到网格划分方案，此时，我们在 X-Z 和 Y-Z 平面内均匀创建 10 个面对象，并与该体对象做交叉运算。把该不规则体对象切割，切割后的边坡体对象变成了 20 个小的体对象，如图 9。如果必要的话，可以为切割后体积较小或局部规则度差的单元单独指定一个网格粗糙度。此时模型便可以成功地完成网格划分。

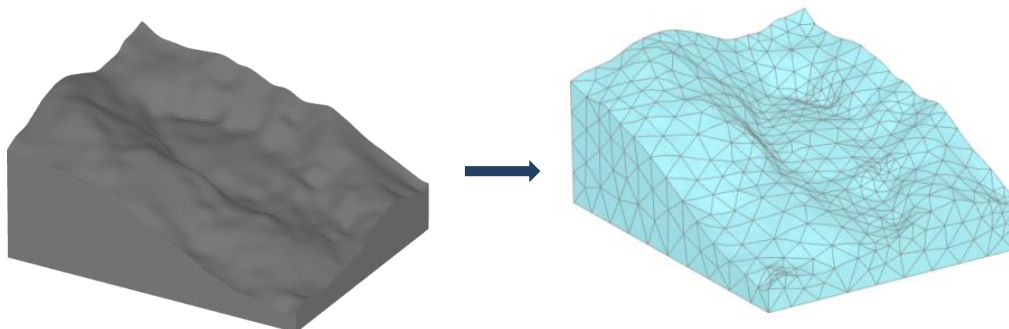


图 8 含复杂曲面的体对象

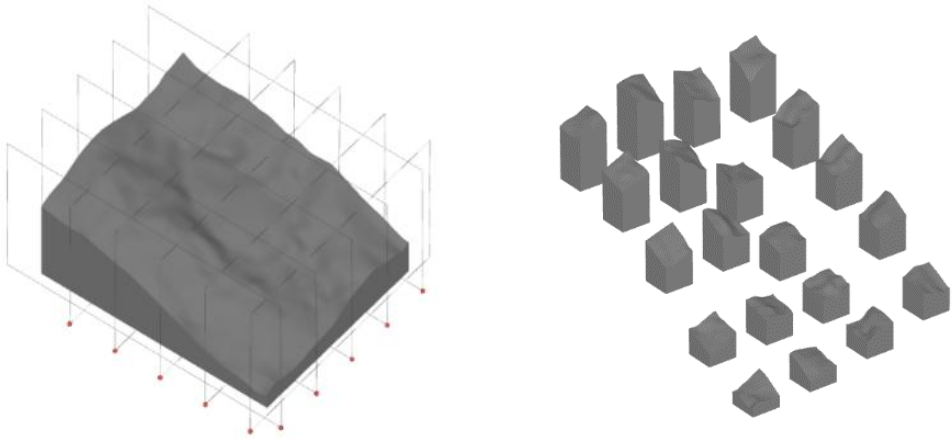


图 9 创建辅助面进行体对象切割

图 10 为土层内一长而细的柱形倾斜管道，管道左右两侧与土层边界完全贴合，模型看似较为简单，但在边界位置处倾斜的管道与土层参数化交叉后很容易形成小角度的三角单元造成网格划分困难，且细长的管道体对象本身便是不容易进行网格剖分的。与上一个模型类似，我们沿着该管道创建辅助面，然后将辅助面与管道面进行交叉运算将管道切割（如图 11），再为各节管道设置一个小的网格粗糙度，与模型边界相邻的管道两端的体对象网格粗糙度应该更小。做辅助面切割调整后，该模型便可以成功的划分网格。

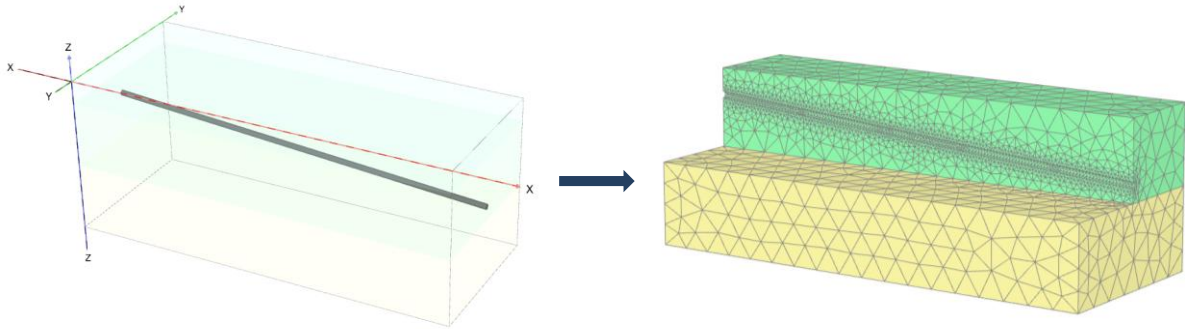


图 10 土体中的细长管道

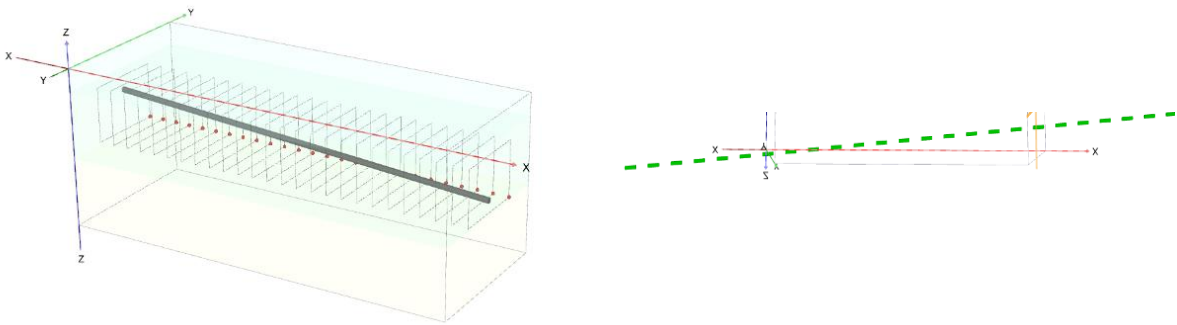


图 11 沿管线长度进行切割处理

图 12 为一基坑旁边的桩群模型，桩全部采用实体单元模拟，调整前无法进行网格划分。这时，我们可以首先创建四个面把密集的桩体围成一个区域，这个区域可以称为一个几何对象密集区，需要指定一个比周边区域更小的网格划分密度做网格划分尝试。接下来，倘若仍不能完成网格划分，我们可以创建与 X-Z 和 Y-Z 平面平行的几组面把该桩体密集区均匀切割（如图 13），再为每一个切割后的小块体指定一个更小的局部粗糙度。同时，内部桩体、桩体密集区、外部土体三者间的网格密度差不宜过大，以使各区域网格能平滑均匀地过渡。

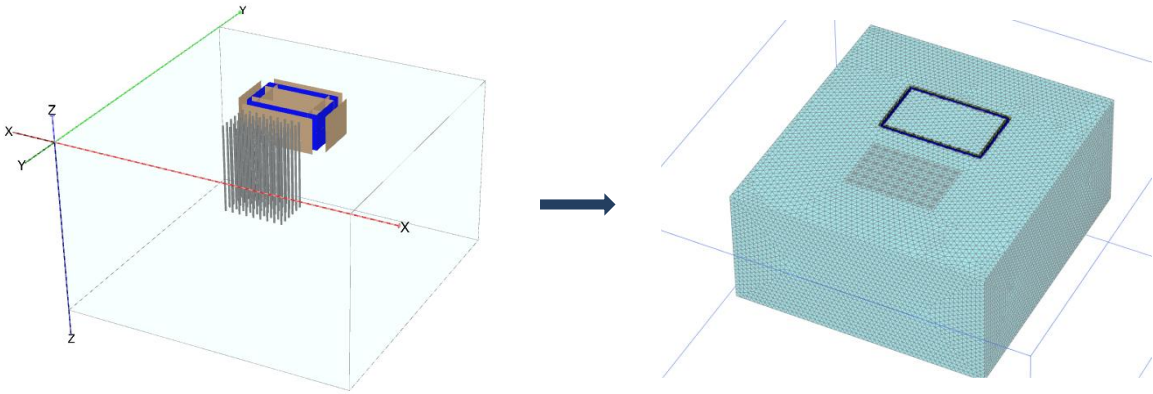


图 12 基坑周边群桩模型

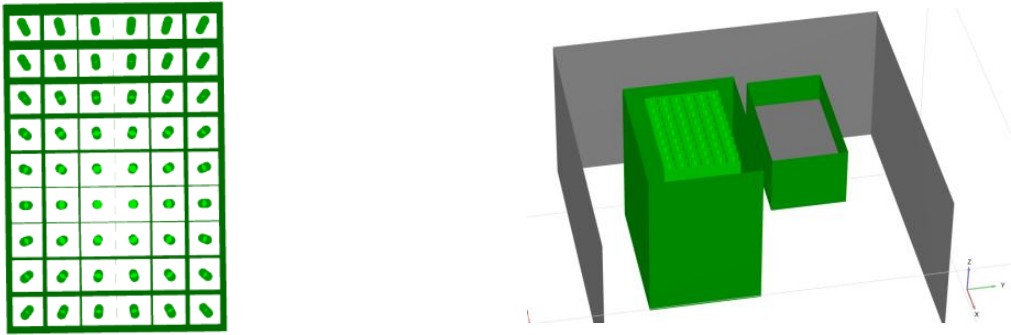


图 13 桩体密集区的切割分块

几何特征为线对象的结构单元的密集堆积一般可以通过指定局部区域粗糙度来完成网格划分，与上面密集群桩的方法类似，但密集结构单元的不规则空间分布状态有时候很难通过调整完成网格划分。常见的，一些工程师用梁单元模拟市政工程中密集交错的地下管线，如图 14。此时，我们最好针对该工程问题进行相应的简化处理，譬如相互之间无影响或影响小的管线，可以分批次建模计算，位置相近或受力状态接近的管线，可以合并作为一根管线进行研究。

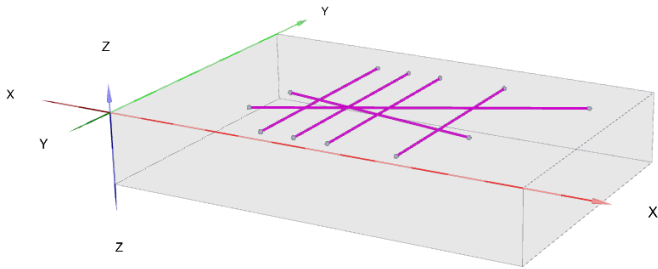


图 14 土体中交错分布的管线

3. 小结

参数化交叉与网格划分问题其实是相互关联的，参数化交叉是几何模型精确度的初步检验。在满足程序对于参数化交叉要求的基础上，在网格模式中进行有限元网格的处理与优化，从而得到更精确与高质量的有限元网格模型，快速精准地完成有限元分析计算。

用户在了解、学习本文中提到的一些技巧与思路的基础上，通过工程项目实践不断地积累软件操作经验，便可以熟练地掌握 PLAXIS 3D 中的几何模型调整与网格划分技巧，避免被参数交叉或网格划分失败问题影响工作效率。

DeepEX 中非线性分析方法和基坑规范中弹性支点法的对比

筑信达 詹毕顺

分析计算方法是基坑支护设计的灵魂，决定了支护结构变形和内力计算的准确性以及基坑设计的合理性。因此，深入理解基坑设计中的各种分析方法对基坑设计工作具有重要意义。本文主要介绍 DeepEX 中非线性分析方法 (Non-Linear) 和《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120-2012) 中弹性支点法，通过对比两种计算方法的异同，希望加深读者对这两种方法的理解。

1. 《建筑基坑支护技术规程》中的弹性支点法

《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120-2012) 中采用平面杆系结构弹性支点法进行基坑支护结构的分析，其计算模型如图 1 所示。

弹性支点法将竖直方向的支护结构拆分简化为竖向放置的弹性地基梁，假设支护结构主动侧为主动土压力，被动侧采用一组土弹簧来模拟水平土压力作用。锚杆和内支撑对挡土结构的约束作用按弹性支座考虑。

通过弹性地基梁的不同边界条件及变形方程可分段列出其挠曲线微分方程，求解微分方程可以得到围护结构的变形，然后根据围护结构的变形计算锚杆轴力和围护结构的内力。同时，为了防止被动区破坏，规程要求最终计算得到的被动区土反力的合力必须小于被动土压力，如果大于被动土压力，则必须重新调整支护方案。

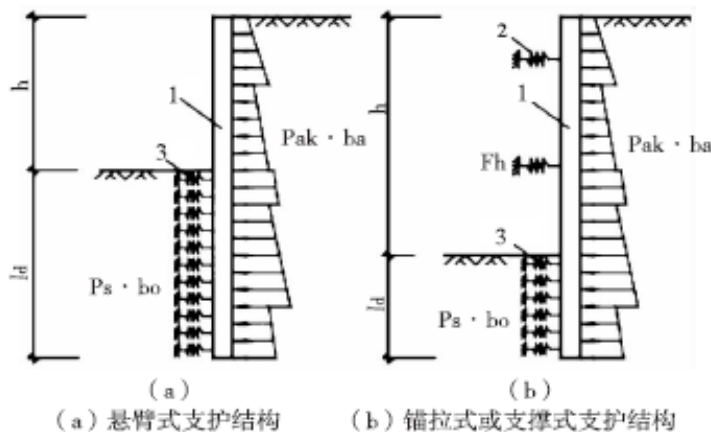


图 1 弹性支点法计算简图

2. DeepEX 中非线性 (NL) 分析方法

DeepEX 中采用的非线性分析方法是指 Winkler 弹性地基梁法，计算模型如图 2 所示。从图中可以看出，Winkler 弹性地基梁法将围护结构看作能够承受横向弯矩的梁单元，利用相互独立的土弹簧来模拟主动侧和被动侧土体对围护结构的作用；锚杆等支撑结构也采用弹簧单元来模拟。

根据 Winkler 地基梁模型，每个土弹簧的行为与相邻单元的行为无关。不同土体之间的相互作用完全依赖于挡土结构。通过静态增量方法，在 DeepEX 非线性分析中能够完全重现基坑开挖的中间过程，且后续施工阶段的计算结果取决于前置施工阶段结果，能够考虑相邻施工阶段之间变形的连续性。

另外，在 DeepEX 的非线性分析中只计算围护结构的水平方向变形，每个节点只有侧向位移和平面外转动作为独立的激活自由度。土体竖向应力分布不受水平变形的影响，一般某一深度处的竖向应力可根据常用的地应力分布假设计算。

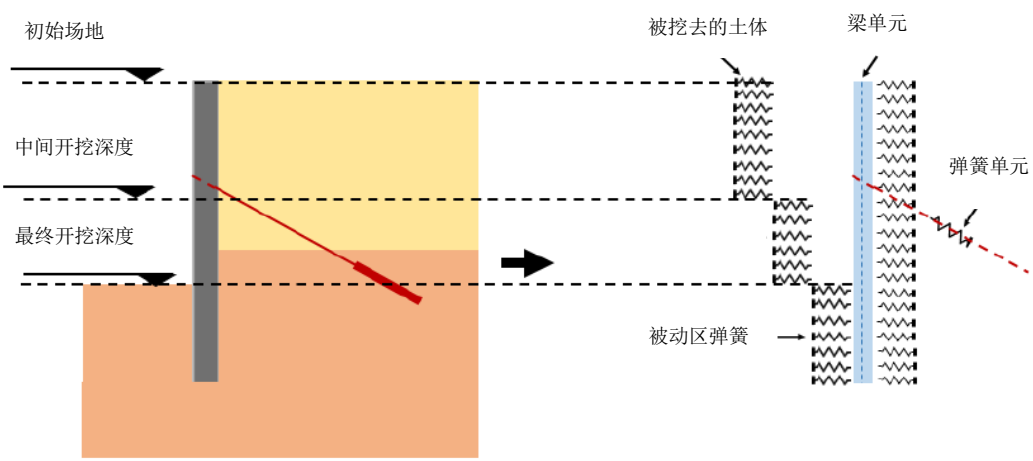


图 2 DeepEX 中的非线性分析方法

3. DeepEX 中非线性 (NL) 分析方法和弹性支点法的对比

根据前面介绍，将 DeepEX 中的非线性分析方法和规范中弹性支点法进行对比，可以发现一个明显不同：在 DeepEX 非线性分析方法中围护结构两侧的土压力全部利用土弹簧来模拟，随着围护结构变形其两侧土压力也会发生相应变化；而弹性支点法中围护结构右侧的土压力始终是主动土压力，这显然是不符合实际情况的。

除了前面提到的不合理之处，弹性支点法还存在以下不足：

1) 不能准确计算预应力作用产生的变形。

弹性支点法计算预应力工况时，仍以围护结构为分析对象，主动区受主动土压力作用，被动区土压力以土弹簧模拟，锚杆或内支撑作为弹性支点，预应力作为荷载施加在锚杆或内支撑上。因此，在整个计算过程中，围护结构在预应力下产生的变形与围护结构抗弯刚度、弹性支点刚度以及被动区土弹簧刚度有关，而与主动区土体无关。

但是这种计算明显不符合实际情况。实际施工中预应力通过围护结构传递到主动区土体，其变形也应是围护结构与主动区土体共同作用的结果，与主动区土体的性质密切相关。因而，利用弹性支点法计算得到的围护结构变形与实际监测结果相差较大。

2) 不能考虑土方开挖前后围护结构变形发展的连续性。

《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120-2012) 中计算围护结构变形和内力的弹性支点法基于主动土压力全量法。如下图 3 所示，在整个计算过程中，相邻施工步之间的计算模型相互独立，不存在连续发展关系。例如，第二步土方开挖产生的变形不是在第一步土方开挖产生变形的基础上发展而来的，而是根据第二步开挖后的弹性支点计算模型独立计算得到。依次类推，后续土方开挖产生的变形计算也是如此，而这显然不符合实际情况，不能体现出当前施工步对后续施工步的影响，忽略了围护结构变形发展的连续性，而人为将各个施工阶段分割开来。

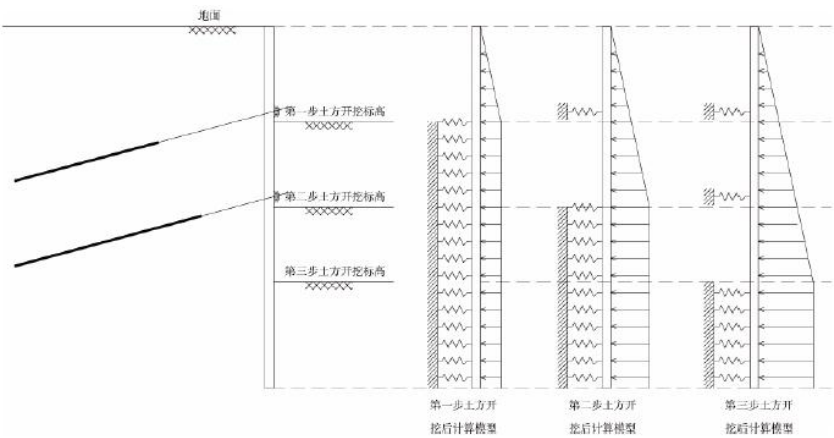


图 3 主动土压力全量法的弹性支点计算模型

如果您拥有优质的工程产品... 如果您拥有先进的技术... 如果您拥有丰富的工程经验...

深基坑《技术规范》是国际土木工程师的技术刊物... 深基坑《技术规范》是国际土木工程师的技术刊物...



单位: m

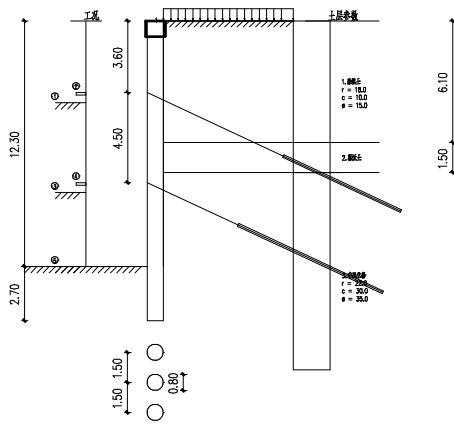


图6 锚拉式排桩支护结构设计断面

表1 土层参数

层号	土类名称	层厚 (m)	重度 (kN/m ³)	粘聚力 kN	内摩擦角 (°)	与锚固体摩擦力 (kPa)
1	杂填土	6.1	18	10.0	15.0	30.0
2	粘性土	1.5	19	35.0	20.0	70.0
3	中风化岩	15	20	30.0	35.0	150.0

根据上述信息, 分别在 DeepEX 和理正中建立模型。两种方法计算结果如图7和图8所示。(以开挖 8.6m 工况为例)

工况 2--开挖 (8.60m)

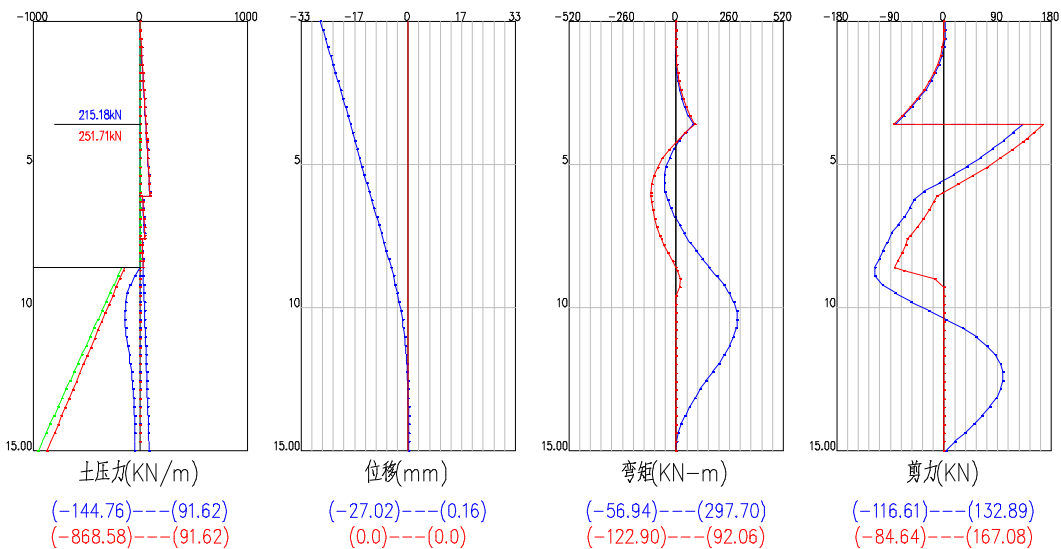


图7 开挖 8.6m 时弹性支点法计算结果

如果您拥有或制作的产品
如果您是岩土工程师
如果您是岩土设计师
如果您是岩土项目经理
如果您是岩土专家!

编写《技术规程》是国际“土木工
程师的技术利器，内容覆盖我国岩土工程
产品(CAD)的研发产品、PLANNING土产品
、岩土工程软件产品、岩土工程数据库、土
木知识、岩土工程软件及岩土工程软件
产品应用工程数据库、岩土工程数据库
以数据库分析技术、岩土工程应用数据库
平台!

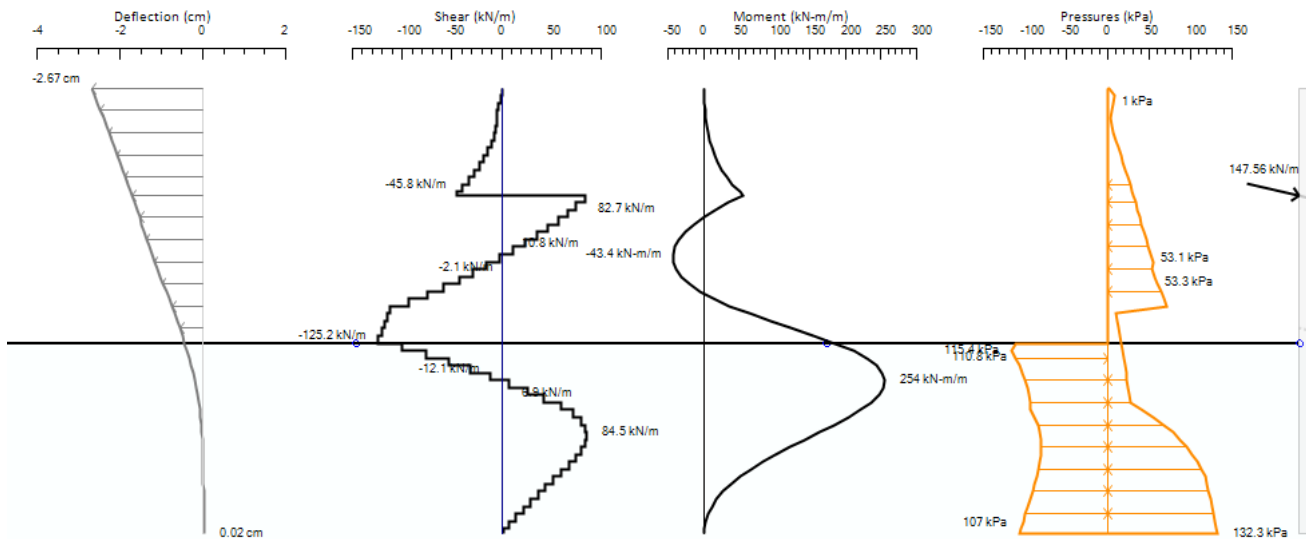


图 8 开挖 8.6m 时 DeepEX 计算结果

对比上述计算结果可以看出，弹性支点法中土压力在主动侧仍为主动土压力，而 DeepEX 中土压力随着锚杆预应力和排桩变形的共同作用而变化。由于 DeepEX 中最大弯矩和最大剪力是每延米的计算结果，在和理正进行对比时，需要乘以桩间距 1.5m。具体对比结果见表 2。从位移对比结果来看，最大位移相差-1.2%，差别较小，且位移分布形式一致；在内力计算结果中弯矩、剪力整体分布形式也较一致，弯矩最大相差 27.9%，剪力最大相差 61.5%。剪力差别较大，且最大正剪力出现位置存在差异，理正出现在预应力施加处，而 DeepEX 中出现在开挖面处；从而说明预应力施加以及是否考虑施工阶段变形连续性，对剪力计算结果影响较大。

表 2 计算结果对比

软件	最大位移 (mm)	最大正弯矩 (kN.m)	最大负弯矩 (kN.m)	最大正剪力 (kN)	最大负剪力 (kN)
理正	27.02	297.7	-56.94	132.89	-116.61
DeepEX	26.70	381	-65.1	126.75	-187.8
结果差异	-1.2%	27.9%	14.3%	-4.6%	61.5%

如此，通过上述两个例子，试图说明弹性支点法的局限性，同时展示 DeepEX 非线性分析方法的合理性。

5. 小结

本文将《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120-2012)中的弹性支点法和 DeepEX 中的非线性分析方法进行对比分析，指出弹性支点法的缺陷，如坑外土压力始终为主动土压力，不随围护结构变形而变化；不能准确计算预应力工况下围护结构的变形；不能考虑不同施工步之间的变形连续性。而 DeepEX 非线性分析方法能够很好地弥补这些不足，使得计算结果更加符合实际情况。



IDEA 钢节点抗震能力设计

筑信达 吴文博 张志国

能力设计是一种常用于延性结构抵抗大地震作用的设计方法，在新西兰规范、欧洲规范和美国规范中有广泛的应用，我国规范中的“强柱弱梁”、“强剪弱弯”和“强节点弱构件”等设计概念也是源自于能力设计。能力设计方法通常有以下内容：

1. 确定出结构上潜在的塑性铰区域的位置，把塑性铰区域截面的强度设计成尽量接近地震作用下的需求强度，保证地震作用下塑性铰区域尽早屈服，但不会过早屈服。同时要塑性铰区域进行详细的构造，保证塑性铰区域有足够的延性。例如我国规范中的“强柱弱梁”就是类似的概念。
2. 在含有塑性铰的构件中，例如剪切破坏或锚固失效等不良破坏模式，应确保产生这些破坏的强度超过考虑超强情况下塑性铰的能力来加以阻止。例如我国规范中的“强剪弱弯”就是类似的概念。
3. 对于潜在的脆性区域，如节点、短柱等，需保证它们的强度超过塑性铰的超强要求，进而确保脆性构件在地震中不发生破坏。例如我国规范中的“强节点弱构件”就是类似的概念。

在能力设计中，工程师往往需要评估在耗能构件出现塑性铰的前提下，节点以及非耗能构件能否安全可靠且无显著变形地传递构件内力。鉴于此，IDEA 软件在节点抗震能力设计（Capacity Design）方面进一步完善和改进，以期辅助用户完成钢结构节点的性能化设计。

1 能力设计中的各类强度

强度是用来描述一个构件或截面的抵抗能力，但是对于能力设计而言，这个强度不是确定，实际上强度也是在一定范围内变动的，因此我们需要针对设计的目的选取适当的强度，以下将介绍各强度的意义与应用范围。

设计强度

用于确定构件的抗力，钢材的设计强度可通过屈服强度除以材料分项系数获得。在常规节点设计中，螺栓、焊缝等的校核使用的就是设计强度。

屈服强度

一般是以钢材 σ - ϵ 曲线上屈服段的最低点（即所谓下屈服点）的应力值定为屈服强度，但是钢材牌号（例如 Q345）中的数值，其实是描述一类材料的屈服强度名义值，简称屈服强度。在常规节点设计中，板件的本构关系中使用了屈服强度。

超强强度

超强强度是考虑了实际情况下，钢材的实际屈服强度会大于名义的屈服强度。在欧标中会使用超强系数 γ_{ov} 与名义屈服强度的乘积确定超强强度，而我国新钢标的条文说明 17.1.6 条中也有关于超强系数 η_y 的相关描述。

强化强度

有时也被称为硬化强度。是考虑大变形时由于应变强化而引起钢材强度的额外增加。在欧标中会使用应变强化系数 γ_{sh} 与超强强度的乘积确定强化强度，而我国抗震规范条文说明 8.2.8 条中也有相关描述。

2 强化的应力-应变曲线

基于钢结构节点的抗震能力设计，耗能构件在地震作用下发生显著的塑性变形用于消耗地震能量，减小地震作用下的结构内力或变形。同时，耗能构件在循环荷载作用下应避免发生断裂破坏，非耗能构件则应能传递由耗能构件屈服所引起的构件内力。因此，对于耗能构件区域应考虑超强强度和应变强化强度，为了考虑耗能构件的塑性铰的实际变形能力，IDEA 采用应变强化（Strain-Hardening）的应力-应变曲线代替理想弹塑性的应力-应变曲线，如图 1 所示。

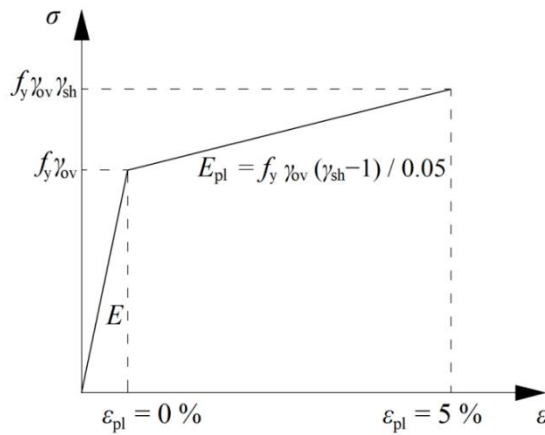


图1 耗能构件的应力-应变曲线

其中， γ_{sh} ——应变强化（Strain-Hardening）系数，推荐取值 1.1（EN 1998-1）或 1.2（EN 1993-1-8）。

γ_{ov} ——超强（Overstrength）系数，推荐取值 1.25。

以上两个参数均可在【耗能项】中操作修改默认值。同理，耗能构件的抗拉强度自动调整为 $f_{u,max} = \gamma_{ov} f_u$ 。

用户在进行抗震能力设计时，应先指定耗能构件，一旦构件被指定为耗能构件（通常为梁或支撑），其材料的本构关系将使用强化的应力-应变曲线，而其他非耗能构件（如柱）使用的则仍为不考虑超强系数的理想弹塑性的应力-应变曲线。这样既可以确保耗能构件按实际情况变形，也能够保证非耗能构件有足够的力量在地震作用下不发生破坏。

3 荷载及荷载作用点

在 IDEA 抗震能力设计中，用户在选定耗能构件后，需要人为确定塑性铰的位置，并且据此手动计算出耗能构件塑性铰处的内力分量而不再是依据荷载组合下的内力，再将计算得到的内力分量施加于塑性铰位置处。以梁的塑性铰为例，用户可根据以下公式计算弯矩设计值和剪力设计值。注意，在抗震能力设计中，用户必须选用非平衡的荷载选项。

$$M_{Ed} = \gamma_{sh} \cdot f_{y,ov} \cdot W_{pl}$$

$$V_{Ed} = \frac{2 \cdot M_{Ed}}{L_h} + V_{gravity}$$

其中， W_{pl} —— 梁截面的塑性截面模量

L_h —— 相邻塑性铰之间沿梁轴线的绝对距离，如图 2 所示。

$V_{gravity}$ —— 地震工况组合中重力荷载作用下的剪力设计值。

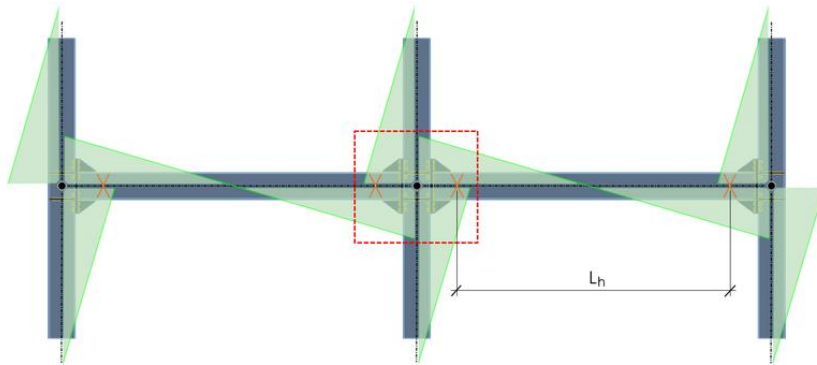


图2 塑性铰之间的距离示意图

注意，梁的构件参数中应选择“N-Vz-My”模型类型，用于考虑竖直平面内的弯矩和剪力，但忽略关于截面弱轴的弯矩。除此之外，用户还应自行判断塑性铰出现的位置，用于指定耗能构件的荷载作用点。针对不同的耗能构件，用户往往需要凭



借经验或试验确定塑性铰的位置。

4 算例

本算例为一框架节点，框架梁与柱翼缘通过端板连接，并且框架端部设置了加腋。框架端部荷载为 $M_y = 389 \text{ kNm}$ ， $V_z = -173 \text{ kN}$ 。

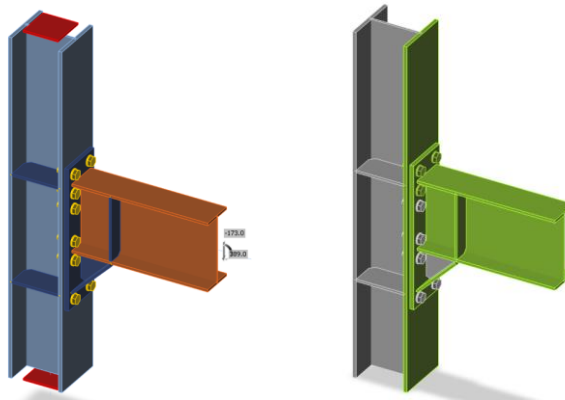


图3 原始节点的应力/应变分析

如图3所示的梁柱节点，对于常规的应力/应变分析，该节点中的各个组件均可通过校核。在此基础上，用户可选择梁作为耗能构件并基于此进行节点的抗震能力设计。具体操作步骤如下：

第一，修改梁的模型类型为“N-Vz-My”，如图4所示。考虑到塑性铰多出现在加劲板后方，荷载作用点可取为365mm。

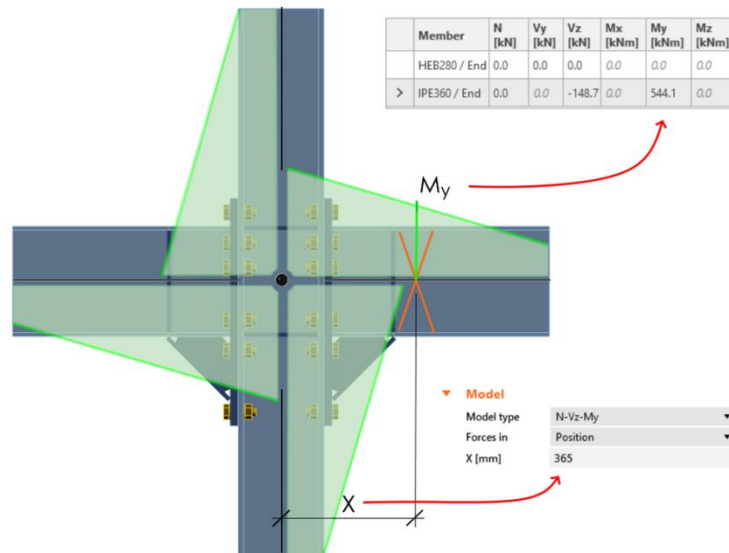


图4 塑性铰位置及荷载大小

第二，根据前述公式计算作用于塑性铰处的弯矩设计值和剪力设计值，具体计算过程如下。需要注意的是，用户应复制当前荷载工况并修改剪力和弯矩的正负号，以此定义内力异号的第二个荷载工况。

$$M_{Ed} = \gamma_{sh} \cdot f_{y,ov} \cdot W_{pl} = 1.2 \times 443.75 \times 10^6 \times 1.0218 \times 10^{-3} = 544.12 \text{ kNm}$$

$$\gamma_{sh} = 1.2$$

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$f_{y,ov} = f_y \cdot \gamma_{ov} = 355 \times 1.25 = 443.75 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{ov} = 1.25$$

$$W_{pl,IPE360} = 1.0218 \times 10^6 \text{ mm}^3$$



$$V_{Ed} = \frac{2 \cdot M_{Ed}}{L_h} = 2 \times \frac{544.12}{7.32} = 148.67kN$$

$$L_H = 7.32m$$

第三，指定梁为耗能构件并查看或修改应变强化系数 γ_{sh} 和材料超强系数 γ_{ov} 。其中，应变强化系数在耗能构件的属性窗口中修改，默认值 1.2；材料超强系数在材料属性中修改，默认值 1.25。

完成上述操作后即可运行节点的抗震能力设计。整体来讲，与常规的应力/应变分析相比，抗震能力设计中作用于梁端的弯矩值更大（ $544kN \cdot m > 389kN \cdot m$ ），节点和非耗能构件在当前设计方案中的安全性存在一定风险。从图 5 可以看出，当前节点中的大部分组件均无法通过校核，用户必须修改设计方案。

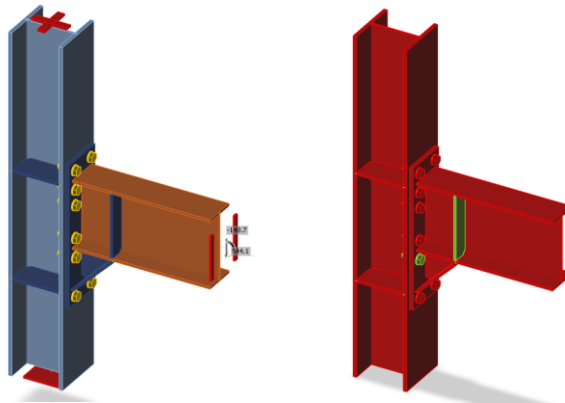


图 5 原始节点的抗震能力设计

在原始节点的基础上修改设计方案，采用增加端板厚度和柱腹板贴焊补强等措施可以显著改善节点的抗震性能。如图 6 所示，新节点中的节点和非耗能构件均可通过校核，而耗能构件则出现预期的塑性铰（详见图 6 中的等效应变云图）。

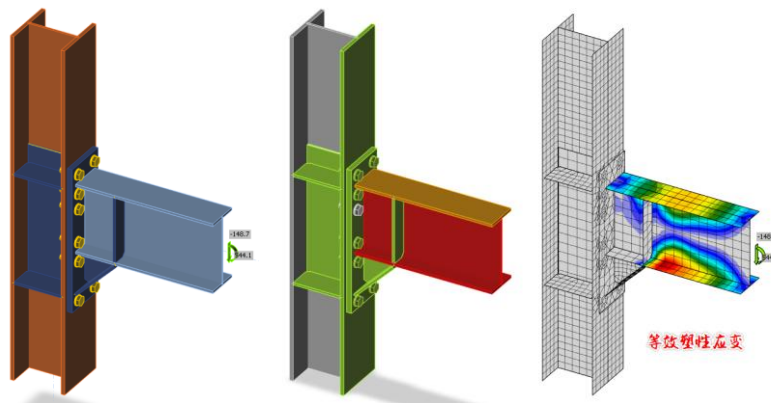


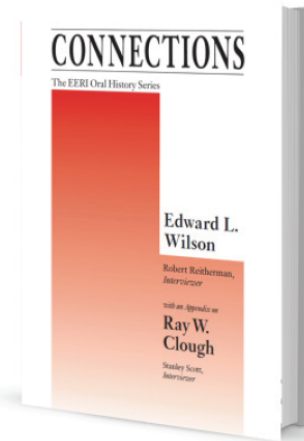
图 6 新节点的抗震能力设计

5 小结

本文首先简单介绍了能力设计的基本概念，并且介绍了能力设计中涉及到的各类强度以及各个强度在不同设计目标下的应用。然后介绍了强化应力-应变曲线在 IDEA 中的实现，以及能力设计中荷载大小的计算以及荷载施加位置的确定。最后，通过一个简单的算例对比了常规设计和能力设计下，节点的不同表现。

希望以上内容可以帮助众多的 IDEA 用户或爱好者更加深入地理解和应用此软件，以期解决实际工程中遇到的有关性能化设计的计算问题。

【编者按】 本期为 Edward L. Wilson 教授访谈回忆录（10）。这是附录部分，是 Wilson 的导师 Ray W. Clough 教授生前未完成的口述记录，Wilson 特别要求 EERI 将此部分纳入本书，以纪念这位开创有限元法和结构抗震的先驱。《Connections: The EERI 口述历史系列》是美国地震工程研究所（Earthquake Engineering Research Institute）出版的对地震工程界重要人物现场采访的口述历史系列丛书。Wilson 教授在结构计算分析领域取得了大量令人瞩目的成就与贡献，至今被结构工程界广泛采用，例如“非协调单元”、“Wilson- θ 法”、“CQC 法”、“FNA 法”以及对多自由度体系“等位移原理”的否定等等；Wilson 教授获得了无数奖项和荣誉，包括 1985 年当选为美国国家工程院院士；Wilson 教授是 SAP 和 ETABS 系列程序的原创开发者，现在依然担任 CSI 公司的高级技术顾问。本书通过访谈的形式回顾 Wilson 教授的成长经历及成就斐然的职业生涯。在本书的附录部分还公开了 Wilson 教授的导师，美国著名结构工程、地震工程学家 Ray W. Clough 的访谈录。在大师们平实、生动的口述中，我们仿佛穿越回上世纪初期，亲历行业先驱们的成长、分享他们的人生体验、目睹一个又一个极具变革意义的重要历史时刻，见证地震工程学、结构工程学的发展之路。希冀钟情于 CSI 结构软件的广大工程师朋友们既能从中获得结构工程专业知识，更能从大师们的学术生涯和人生抉择中汲取精神力量！（连载完）



附录

第八章 伯克利现场测试项目

“我没有获得任何称之为地震工程的资助，只有谈论有限元法才能获得财政资助。”

聘请 Jack Bouwkamp

Clough: 1957 年，在我从挪威学术休假（1956-1957）回来的途中，我面试了当时在荷兰的 Jack Bouwkamp，他正向加大申请教职，他在做结构问题的现场测试工作，有兴趣来加州。我被告知从挪威取道荷兰回美国，以便面试他。我与他会面后，强烈推荐了他，他正是我们伯克利真正需要的人，一名现场测试人员。

地震工程的资助匮乏

Scott: 在那时，1950 年代中期，还没有多少在结构动力学方面的研究，在地震工程动力学方面就更少。你提到了暑期对桥梁和防鱼雷网项目，你不得不到处找资助。你尚未直接做有关地震工程的研究，对吗？

Clough: 没错。在我第一次到挪威学术休假和第二次在剑桥学术休假（1957-1963）期间，我的时间花在有限元研究和与地震工程相关的咨询工作上，在有限元方面花的时间更多。我没有获得任何称之为地震工程的资助，只有谈论有限元才能获得资助；所以，我所有的博士生都是做有限元，我不认识能够为我们的地震工程提供资助的人。

那时，我没有任何的研究资助是与地震工程本身有关。事实上，即使是1957年发生墨西哥城发生地震，我当时在挪威学术休假，也不能够去到墨西哥。Joe去了，观察到了地震的破坏，Joe已经与旧金山对地震工程感兴趣的执业工程师联系上，由于有这样的联系，以及墨西哥城地震，为了应对地震破坏，他很快就进入了设计实践。

我记不起什么时候我写的有关地震工程的第一篇论文。Joe开始在这个领域招博士生，直到1970年代，我所有的博士生都还在做有限元的课题，他们在数字计算机上进行结构分析，仅有几次我积极参与了地震工程的研究，几乎所有我参与的工作都是有关有限元，面向计算机。

伯克利团队在EERC (the Earthquake Engineering Research Center) 创建之前的一个早期工作就是现场测量项目。EERI在六十年代中期已经开发出一套四轴转动质量振动机，这是EERI早期非常有建设性的努力，尽管它也是不同寻常，因为EERI并非定位在做那些常规基础的事情。

这套振动机是在加州房建署的资助下设计和建造的，用来测量建筑的振动特性。当年对各种建筑的测量都很有需要，不仅是多高层建筑。EERI建立了一个小型的委员会，包括由加州理工的Don Hudson为主席和我以及其他三个成员，John Rinne可能也是其中之一。委员会制定了振动机的详细说明，详细设计是在加州理工完成的。Don Hudson设法通过加州理工安排将其安装到了南加州。EERI就有了这种四轴仪，但没有证明这是一个有用的概念，因为EERI并没有做过这样的事。事实上，这些机器的首次测试是由加州理工的教工在一座土石坝应用的，但那时很少有加州理工的人对做这样的现场测试有兴趣。

因此，在伯克利安装这些机器就更方便和更合适。四轴仪就带到了伯克利，可以对感兴趣的项目进行测试，项目由伯克利的研究团队实施，通常是由设计或建造这些建筑的公司所资助。在后期，两套机器分配给了加大洛杉矶分校，我们这里留了两套；我们与加大洛杉矶分校合作，如果需要的话，我们会临时把两套借给他们，或把他们的那两套借过来。

在伯克利，是由Jack Bouwkamp把机器带到现场，并进行项目管理。早期的一项测试工作是对金字塔式的Trans-America大楼进行测试；对于建筑项目，通常是Jack和我一起写报告，我们一般是对比分析结果与测试结果。Jack做了十来个建筑，及至少两到三座大坝的测试，我作为后备的计算机分析与他协同工作，我们总是让一个学生来做与之相关的论文。

Scott: 是谁提供资助？你提到那些建筑的业主通常要支付测试结构的费用？

Clough: 是的，建筑测试是业主或设计方提供的，特别是那些非常规的建筑，比如Trans-America大楼，负责任的业主和工程师觉得了解他们的建筑响应是很重要的，振动研究是在建造过程中或完成之后进行的；我们都会获准在施工过程中进入现场，就可以看到外覆盖面里的施工过程，随着外墙、窗户及其他这些东西安装到位后，我们就可以测试到结构性质的变化。单项工作往往会持续数月。

大部分都是对非常规的建筑进行测试，但我参与的第一栋建筑是加大洛杉矶分校的医疗中心，这是一栋规则、竖直的多层钢框架结构，我们有机会对振动测量结果与计算机分析结果进行比对。

Scott: 现场测试项目是在成立EERC之前进行的吗？

Clough: 是的。

1964 年阿拉斯加地震之后的研究基金

Clough: 我们开始从 NSF 获得经费进行结构在地震中的能量吸收特性研究。在整体“能量吸收”课题下面，我们有一整套的 NSF 资助的项目，在成立 EERC 成立之前，我们就开始得到了这些基金。一个例子就是我们在 1965 年新西兰的论文，是有关钢框架结构的非线性地震响应 (Ray W. Clough, K.L. Benusha, and Edward L. Wilson, “Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings,” Proceedings, Third World Conference on Earthquake Engineering, Auckland and Wellington, New Zealand, January 1965.)。一家结构工程咨询公司 1963 年资助我们开发非线性计算机程序，它与联邦政府签订了爆炸分析的合同。我们做了计算，但不清楚如何描述破坏机制——在地震过程中的刚度和强度丧失。

Scott: 对地震工程研究基金的提升主要是由于 1964 年 3 月的阿拉斯加地震吗？

Clough: 没错，我是这样认为的。但这次地震发生时我又不在，在 1963-1964 年，我第二次学术休假，去了英国的剑桥大学。阿拉斯加地震发生时，我在英国，就没有机会到现场观察震害，当然，Joe 去了，他一直活跃在这方面。这次地震使我们都确信需要实验测试设备来评估强震中的结构响应。

第九章 创建地震工程研究中心

“地震工程研究基金的第一个重大机会是 1971 年 2 月 San Fernando 地震。”

Scott: 当你有想法在加大伯克利分校建立中心的时候，有谁参与了？你和 Joe Penzien 当然是核心成员。

Clough: 正如我前面所讲，Jack Bouwkamp 负责振动研究整个系列的现场测试，我在后台，做项目协调工作。Joe Penzien、Jack 和我是在伯克利建立中心的发起人。我认为 Joe 是梦想建立地震工程研究中心的真正第一人，他竭力向大学的所有委员会提交建议书，希望获得批准，他是 EERC 的首任主任。

Scott: 我相信你们仨人都为此做出了相当大的贡献，但我猜 Penzien 是主要的发起人。

Clough: 是的，在与大学打交道的过程中，他是领导人，Jack 和我正在做具体项目，也对建立中心的想法非常有兴趣。Joe 是担重任的人。



Joseph Penzien with Ray Clough at the Sixth World Conference on Earthquake Engineering in 1977 in India.

Scott: 你是在 1964 年阿拉斯加地震后开始有建立中心的思想的？

Clough: 是的，在这之后。在伯克利建立一个地震工程研究中心的想法，源于 1965 年在新西兰举办的第三届世界地震工程大会期间，Jack Bouwkamp、Joe Penzien 和我进行的一次交谈。我们的地震工程研究中心 EERC 在 1968 年 1 月成立并开始了运作，那时振动台的开发工作也开始了。在我们建立振动台之前，Joe 就已经涉及了实验研究，他测试了诸如梁模型等等，他在研究考虑附加阻尼的能力吸收。在振动台建立和运行之前，我依旧主要从事分析研究，我全部的精力都是在指导学生从事有限元的研究。不管怎样，1964 年地震和 1965 年新西兰大会之后，很显然，我们必须获得更多的信息，但我还不得不指导完成几个分析类型的博士论文；但当振动台可以用之后，我坚定地投身于此。

振动台的设计与资助

Clough: EERC 的第一份研究报告是对振动台进行可行性研究，由加州房屋与建设局资助 (Joseph Penzien, J.G. Bouwkamp, R.W. Clough, and Dixon Rea, Feasibility Study Large-Scale Earthquake Simulator Facility, College of Engineering, University of California, Berkeley, September 1967. 这份报告的振动台非常大 (100 × 100 英尺)，具有三维平动自由度，需要 52 台共 25,000 马力的液压伺服器。只有 20 × 20 英尺的振动台方案获得了资助)。Jack 和 Joe 花了大量时间来对 20 × 20 英尺振动台进行了机械设计。

那时我们已经开发了相当完备的分析工具，我清楚如何用计算机来工作；我们不清楚的主要东西是，结构体系开始破坏时，其属性会发生怎样的改变。只要是在线弹性范围内，我们有非常优秀的工具来计算结构的行为，但当讨论到地震期间的破坏机制，我们只能猜测单元的行为模式，这使得我意识到我们在纯分析方面已经走得足够远了，我们需要做实验来观察破坏机制，我们需要在计算到初始破坏水平之后采用某种方法来得到之后的结构响应。

振动台建好并准备运行之后，我本应该接管振动台来做第一批实验，我就对将要进行测试的模型进行开发。但振动台到了 1972 年才能用，那时我去挪威第三次学术休假（似乎我总是在关键时刻离开！）。由于休假安排，我不得不在振动台准备使用的时候离开。我们了解到日本的 Makoto Watabe 博士有兴趣来伯克利，所以 Watabe 博士就被聘为研究工程师，用振动台对第一批实验进行测试。他现在 [1994] 是日本顶尖设计施工企业清水建设的研究领导，包括清水在内的日本五大施工企业都有实验设施，而我们在美国的设施相形见绌；我们的工作做得更好，但我们的设备却不尽如人意。



Masonry specimen ready for shake-table testing. Clough headed this mid-1970s project, along with graduate student Ron Mayes. Other graduate students working on the project were Polat Gulkan, Shy Chen, R. Hendrickson, George Manos, and Yutaro Omote.

第一次重大资助：在 San Fernando 地震之后

Clough: 第一个对地震工程研究重大资助的机会是 1971 年发生的 San Fernando 地震。那时，我们在 EERC 的振动台已经准备运行了；地震一发生，Joe Penzien 和我就去观察路桥结构的破坏，Joe 随后就从州公路局获得了研究经费，来深入研究地震破坏，既有计算分析也有振动台实验。

担任 EERC 主任

Clough: 1973 年，我一从学术休假回来，就担任了 EERC 的主任，时间为三年半。作为主任，我试图去做所有事情；但我也发现自己的所有兴趣都在实验这方面，让振动台运行，为振动台项目寻找资金。因此，我坦率地承认，我忽略了那些应当在 EERC 做的其他事情。

Scott: 在那期间，为了使得振动台运行，你不得不把自己几乎所有的精力都放在振动台上？

Clough: 我认为这是事实，但振动台只是必须做的事情的一部分，显然对我而言，同时担任 EERC 主任和管理振动台项目显然超过一个人的工作量。我辞去了主任一职，说服 Joe 回来担任中心主任，我作为副主任对付振动台和旋转质量震荡器。



Ray Clough on the mezzanine level of the earthquake simulator laboratory (shake table) building at the U.C. Berkeley Richmond Field Station, with a test set-up for a storage tank test underway in 1981.
U.C. Berkeley NISEE-PEER Library



Data acquisition cables for the 1981 water tank shake table testing.

1994 年之前 EERC 的意义

Clough: EERC 在美国的地震工程中起到了非常重要的作用，它扮演了非常重要的角色，虽然 1986 年在纽约布法罗建立和资助了国家地震工程中心（National Center for Earthquake Engineering）的确狠狠地打击我们。

Scott: 尽管遭受了这个挫折，你认为它恢复了元气吗？

Clough: 在我看来，虽然布法罗的名字是国家中心，但我并不认为他们真正具有国家中心的功能，我不认为他们能够真正做到这点，因为他们并不被公认；当然，他们的确有研究经费——从那时开始，EERC 的研究经费就很缺乏了——而且他们从日本和其他地方招了大量人员，但真正的地震研究行为并没有在布法罗进行。而且，我认为 1989 年 Loma Prieta 地震之后，我们 EERC 的经费情况就开始逆转了。

我们在伯克利总是乐于与加州理工共同分享在地震工程研究领域的领导角色，同时我们也与很高兴斯坦福的参与，以及加大洛杉矶分校，以及现在的加大圣迭戈分校的参与。加州在这些方面做出了好的贡献，加州这几所大学在地震工程研究的联合，首字母缩写为

“CUREE”，虽然没有实现某些人所期望的那种梦幻领导力。

但是，我个人对 EERC 已经和正在美国地震工程发展过程中扮演的角色，整体上是满意的。开创 EERC 对于美国乃至全球的地震工程都是重要的，我相信 EERC 将继续保持这种全球公认，此领域的国际团体也将继续保持与伯克利的关系。



Clough receiving the National Medal of Science from President Bill Clinton in 1994.



Ray W. Clough

Ray W. Clough 的博士生

Graduation	Last Name	First Name
1954	Lee	Seng-Lip
1956	Hartz	Billy J.
1961	Adini	Ari
1962	Tocher	James L.
1963	Laursen	Harold
1963	Wilson	Edward L.
1964	Jenschke	Victor A.
1965	Cherem,	S.
1965	Goudreau	G.
1966	Johnson	C. Philip
1966	Chopra	Anil K.
1967	Carr	Athol
1967	Felippa	Carlos
1968	Cantin	Gilles
1968	Johnson	Philip C.
1969	Kavanagh	Kenneth
1970	Greste	Ojars(or Ojois)
1970	Pawsey	Steuart (or Stewart, Stuart)
1970	Yeh	C-H.
1971	Bergan	Pal G.
1972	Fonder	Ghislain
1973	Pinkney	Robert Bruce
1973	Reimer	Richard
1975	Hidalgo	Pedro
1976	Mojtahedi (or Morjtehedi)	Soheil
1976	Tang	David
1977	Huckelbridge	Arthur

Graduation	Last Name	First Name
1978	Chen	Jony Shy-Wen
1978	Niwa	Akira
1979	Ghanaat	Yusof(or Yousef)
1981	Blondet-Saavedra	J. Marcial
1981	Oliva (or Olivia)	Michael G.
1982	Yang	M.-S.
1982	Kuo	James S-H.
1983	Croteau	Paul

Ray W. Clough 发表的论文及著作 (略)

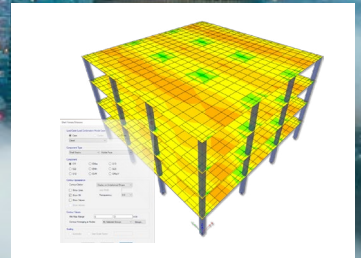
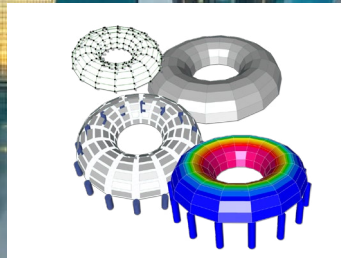
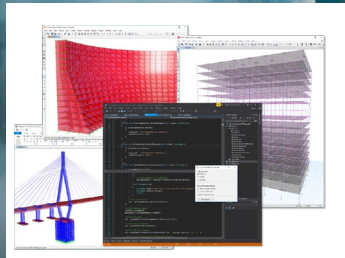
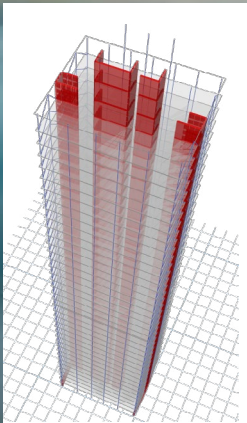
ETABS[®]

Integrated Analysis and Design
of Building Systems

version
18

新增及改进功能

[点击了解更多功能特性](#)

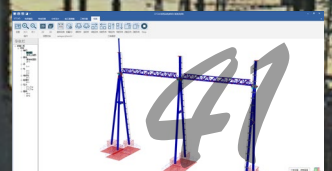
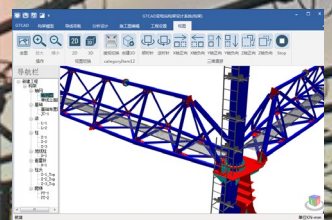
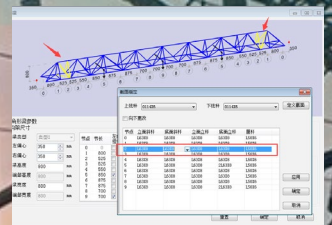


CiSGTCAD

变电站结构设计软件

新增及改进功能

[点击了解更多功能特性](#)



金牌服务 助力设计

GOLDEN SERVICE CUSTOMER



筑信达金牌客户推广

为了贴近客户，提供更高效、优质的服务，帮助工程师们实现软件技术和工程实践的有效结合，筑信达将于 8 月 ~ 10 月在全国五大区三十家单位陆续举办“金牌服务，助力设计”的活动。现场将进行金牌客户授牌仪式和相关的技术专题交流、答疑活动。

筑信达根据客户的产品保有量、同步更新率、日常使用频率和产品使用水平等标准，选定了第一批筑信达金牌客户，随着产品推广和服务升级，期待有更多公司成为筑信达的金牌客户。

金牌客户服务内容包含

1. 日常技术支持优先响应，提供基于项目的技术协助
2. 每年两期上门技术培训，不限次数的在线技术培训、模型答疑、专题交流
3. 客户内部专属技术交流 QQ 群，专人负责日常答疑和技术分享，并组织线上交流活动
4. 筑信达自主开发产品的优先使用权
5. 筑信达产品平台定制开发合作优先权
6. 筑信达高级培训班的免费名额

金牌服务 助力设计

GOLDEN SERVICE PROGRAM



我公司董事长李楚舒、总经理郭大力、技术咨询部经理李立与以下单位工程师出席授牌仪式并进行技术培训。李总介绍了金牌服务的内容和目的，希望通过这样的方式更好的帮助工程师们提升软件在实际项目中的应用水平。

针对各单位的培训需求，董事长李楚舒和大家就抗震设计的几个基本问题进行了热烈讨论；技术咨询部经理李立为工程师们讲解了新版本 ETABS、SAP2000 软件的相关改进功能、后处理工具 Detailer 的功能以及 CSI 软件在在减隔震分析中的应用等主题；技术咨询部技术总监吴文博、主任工程师张志国、技术支持工程师吕良等从软件新功能、新钢规的实现、全新的钢结构节点设计软件 IDEA、稳定性分析、施工模拟分析等主题与现场工程师们进行充分的交流。

培训结束后，各单位对我们提出了更高的期许，希望以后能与我司有更多形式的互动，加强技术合作与交流。我司非常感谢各单位给予我们的大力支持！

8 月份金牌服务单位

北方区	中冶京诚工程技术有限公司	8月21日
	天津水泥工业设计研究院有限公司	8月27日

9 月份金牌服务单位

华东区	中国电力工程顾问集团华东电力设计院	9月10日
	同济大学建筑设计研究院（集团）有限公司	9月11日
	南京市建筑设计研究院有限责任公司	9月16日
	南京长江都市建筑设计股份有限公司	9月17日
	浙江精工钢结构有限公司	9月19日
	浙江大学建筑设计研究院	9月20日
华中区	中南建筑设计院	9月16日
	中国电力工程顾问集团中南电力设计院	9月17日
	中铁第四勘察设计院集团有限公司	9月17日
	中国建筑西北设计研究院有限公司	9月25日
	中国电力工程顾问集团西北电力设计院	9月26日

10 月至 12 月更多服务单位

北方区、华中区、西南区、华南区 ...

金牌服务 助力设计

GOLDEN SERVICE PROGRAM

广州

成都

重庆

武汉



西安

福州

杭州

上海

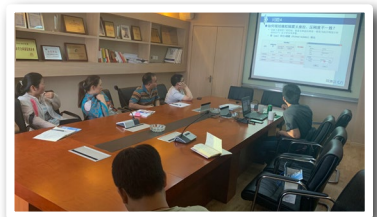
北京

天津

北方区



华东区



华中区



活动报道

SAP2000 实例操作培训班是由筑信达公司倾力打造的精品课程，7-8月，在成都、福州、北京三地陆续开班。该课程内容涵盖了工业和民用建筑的常见结构类型，通过若干个实例操作，帮助参会工程师们快速掌握 SAP2000 的建模技巧、分析设置和结果解读。本次课程的主讲老师是筑信达技术工程师吕良、刘慧璇、杨硕，参与培训的学员来自民用、电力、轨道交通、石油石化、冶金、钢构、光伏等多个行业。

培训结束后收到很多工程师的反馈：

老师很有耐心，学习氛围浓厚，学到了很多东西，希望经常举办此类培训活动。

——刘工 中储粮成都粮食储藏科学研究所

对提升我的基本操作有很大的帮助，希望以后能讲一些关于光伏的内容。

——林工 迈贝特（厦门）新能源有限公司

老师讲解的案例特别实用，内容很详细。

——吴工 福建永福电力设计股份有限公司

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。

——刘工 建研科技有限公司

老师讲解的案例特别实用，内容很详细。希望能再组织一次关于混凝土方面的培训，同时也表示出对 ETABS 培训的期待。

——李工 中核能源科技有限公司

希望能再组织一次钢结构节点的培训。

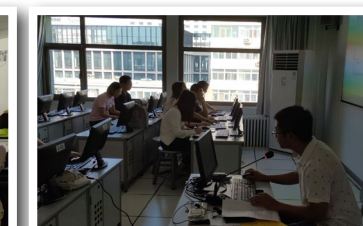
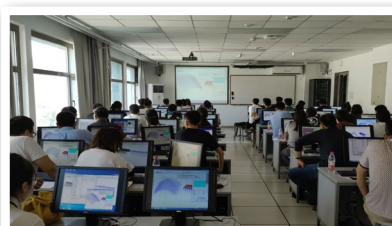
成都站



福州站



北京站



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

CSIBRIDGE

SAP2000

ETABS

SAFE

PERFORM3D

CiSDesigner

CiSGTCAD

CiSModelCenter

CiSOpenSteel

PLAXIS

IDEA

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