

筑信达

技术通讯

第 17 期

2021 年 03 月

Vol.5 No.1

www.cisec.cn

Powered by

SAPFIRE®

SAP2000® v23

STRUCTURAL ANALYSIS AND DESIGN

- 国内外基坑支护设计标准及常用支挡结构分析方法概述与对比
- SAP2000 在预应力悬挑雨棚设计中的应用
- ETABS 弹塑性时程分析的性能校核
- 基于美标的锚栓承载力计算
- 工程应用常见问题案例解析



主 办：北京筑信达工程咨询有限公司

主 编：李 立

责任编辑：张志国、吴文博

美 编：张翠莲、王 蓉

北京筑信达工程咨询有限公司

地址：北京市石景山区古盛路 36 号泰然大厦 4 层 408 室

电话：010-68924600 技术热线：010-68924600-200

传真：010-68924600-8

网址：www.cisec.cn 在线支持：support.cisec.cn

邮箱：support@cisec.cn (技术支持)

sales@cisec.cn (产品销售)

筑信达武汉技术中心

地址：武汉市洪山区武珞路 717 号兆富国际 1308 室

技术热线：027-8788 6890 / 8788 6891

区域代理

北方区

北京华思维泰克科技有限公司

联系人：王博

手 机：159 1060 8694

华东区

上海江图信息科技有限公司

联系人：薛平

手 机：137 0172 6345

华南区

广州倍益软件技术有限公司

联系人：田茂金

手 机：137 6071 9009

华中区

武汉百思通科技有限公司

联系人：叶亮

手 机：139 9561 6575

西南区

金橡果科技成都有限公司

联系人：刘宇

手 机：185 1282 0985

目 录

— 专题文章 —



国内外基坑支护设计标准及
常用支挡结构分析方法概述与对比

1



SAP2000 在预应力悬挑雨棚
设计中的应用

11

ETABS 弹塑性时程分析的性能校核

20



基于美标的锚栓承载力计算

27

— 工程应用常见问题案例解析 —

目标力的迭代

34

广告牌局部构件内力异常

37

几何偏差对建模的影响

39

部分楼层结果无法输出

41

ETABS 剪力墙设计方法的选择

43

楼板温度应力异常

45

桁架弦杆轴力过小

47

钢混组合梁桥温度荷载

49

新版发布

51

活动报道

53

征稿启事

55



国内外基坑支护设计标准及常用支挡结构分析方法概述与对比

筑信达 郭晓通

《建筑基坑支护技术规程 JGJ 120-2012》是我国的建筑工程行业标准，是国内基坑工程设计主要的参考标准。本文除“规程”外，主要介绍了欧标 Eurocode7 和美标 AASHTO LRFD 中的设计思想与方法，并针对国内外常用的“极限平衡法”、“弹性支点法”、“弹塑性地基梁法”、“有限元法”四种不同的支挡结构分析方法做了简述与案例对比，希望能够对业内有关人士提供借鉴。

1. 国内外基坑设计标准概述

1.1 建筑基坑支护设计规程 JGJ 120-2012

“规程”的设计思想是极限状态设计，包括正常使用极限状态和承载能力极限状态。“规程”将支护结构的安全等级分为了三级，从高到低分别对应 1.1、1、0.9 三个结构重要性系数，并规定按正常使用极限状态设计时，无需考虑结构重要性系数和分项系数；按承载能力极限状态进行设计时，结构构件的内力设计值应在按标准组合计算的内力值的基础上乘以结构重要性系数和不少于 1.25 的综合分项系数。

“规程”中提供了对于各类支护体系下详细的计算方法。在稳定性验算上，“规程”将基坑的稳定性分为嵌固稳定性、整体稳定性、抗隆起稳定性、抗倾覆稳定性等几种，并根据不同的支护结构安全等级设定了不同的安全系数限值；在支挡结构分析上，“规程”规定支挡结构变形与内力计算应采用弹性支点法，并提供了详细的计算模型与参数取值方法。根据土性质的不同，“规程”设定了土、水压力的合算和分算方法，即对于饱和砂土，采用有效应力的计算方法（分算），对于饱和黏土类土层，采用总应力的计算方法（合算）。此外，“规程”也对基坑降水和监测做了相应说明。

1.2 欧标 Eurocode7

Eurocode 是欧洲标准化委员会提出的结构规范，其中 Eurocode7 为岩土工程设计规范，该规范广泛应用于欧洲及除欧洲外全球多个国家地区。Eurocode7 同样采用极限状态设计，包括正常使用极限状态和承载能力极限状态。正常使用极限状态验算时，各分项系数取 1；承载能力极限状态验算时，Eurocode7 规定工程师需采用三种不同的“分项系数设计方法”来进行验算，分别为 DA-1、DA-2、DA-3（DA 为 Design Approach 缩写，即设计方法），其中 DA-1 还包含了两种组合形式。每种设计方法都包含三组分项系数，分别是：作用的（Actions），包括土水压力、渗透力、预应力、外荷载等；岩土体参数的（Materials）；材料抗力的（Resistances）。工程师需对各设计方法分别进行验算。

Eurocode7 中的内容主要集中于设计原理及设计过程中考虑的因素，并没有针对各类岩土工程类型提出具体的计算模型及详细的计算方法。在支护体系稳定性验算方面，Eurocode7 提出下列需要检查的内容，包括：结构设计/平衡性检查（STR），岩土平衡性检查（GEO），水力突涌检查（HYD），结构隆起检查（UPL），平衡状态检查（EQU）等；对于支挡结构的分析，Eurocode7 规定，计算模型可以由解析模型、半经验模型、数值模型等任意一个组成。其中跟随 Eurocode7 出版的设计指南的算例中，支挡结构的计算主要采用传统的极限平衡法（等值梁法）。此外，对于土-水压力，无论砂土还是黏土，设计指南中在整体计算方法上均采用土-水分算的方式，对于砂土，采用排水计算，对于黏土，除排水效应外，需对其不排水效应进行分析。

Eurocode7 的分项系数设计方法如表 1 所示。

表 1 Eurocode7 分项系数设计方法

参数	类型	DA1, 组合 1 (A1 + M1 + R1)	DA1, 组合 2 (A2 + M2 + R1)	DA2 (A1* + M1 + R2)	DA 3 (A1* + A2 + M2 + R3)
c'	M	1	1.25	1	1.25
tan ϕ	M	1	1.25	1	1.25
不排水抗剪强度 Su	M	1	1.4	1	1.4
可变荷载（不利的）	A	1.5	1.3	1.5	1.5
永久荷载（不利的）	A	1.35	1	1.35	1.35
可变荷载（有利的）	A	0	0	0	0
永久荷载（有利的）	A	1	1	1	1
地震荷载	A	0	0	0	0
永久锚杆	R	1.1	1.1	1.1	1
临时性锚杆	R	1.1	1.1	1.1	1
被动土压力	R	1	1	1.4	1
被动侧水压力	A	1.35	1	1.35	1
主动侧水压力	A	1	1	1	1
突涌安全系数	A	1.35	1.35	1.35	1.35
对突涌安全性有利的作用	A	0.9	0.9	0.9	0.9
对结构稳定性不利的作用	UPL	1.1	1.1	1.1	1.1
对结构稳定性有利的作用	UPL	0.9	0.9	0.9	0.9
主动土压力放大系数	A	1.35	1	1.35	1
嵌固安全系数	STR	1	1	1	1

注：M(Material)—材料分项系数；A(Actions)—作用的分项系数；R(Resistance)—材料抗力的分项系数；UPL—结构隆起的安全系数；STR—结构设计/平衡性的安全系数。

1.3 美标 AASHTO LRFD

AASHTO LRFD 标准是美国国家公路与运输协会的设计规范。在 AASHTO LRFD 中，所有结构的设计应符合规定的极限状态，包括服务极限状态（类似于正常使用极限状态）、裂缝和脆性极限状态、强度极限状态（类似于承载能力极限状态）、极端事件极限状态（地震、洪水、冰流等），以实现可施工性、安全性和可用性的目标，并适当考虑可检查性、经济性和美观性问题。LRFD 代表荷载系数抗力设计（Load Factor Resistance Design），在其原理中，每个结构的设计都是通过检查一组荷载和阻力组合来完成的。荷载乘以分项安全系数，而抗力除以另一组分项安全系数。对于基坑支护体系，除非对模型施加相当大的外部荷载，否则许多荷载组合下的计算结果不会产生显著差异，各组合中与常规基坑工程相关的主要包括服务 I、强度 I、II 与极端事件 I，分项系数设计方法如表 2 所示。

对于非重力式挡土结构，AASHTO LRFD 中将其稳定性分为整体稳定性、结构稳定性两大类，在 AASHTO LRFD 的描述中，支挡体系分析方法主要基于极限平衡方法。其中与其它规范不同的是：AASHTO LRFD 规定挡土结构上的土压力分布可以使用 Sabatini et al. (1999)、Cheney (1988)、Terzaghi and Peck (1967)、Clough and Tsui (1974)、Hanna and Matallana (1970)、Nicholson et al. 1981、Schnabel (1982) 等多种土压力分布图表进行计算和对比检验。此外，AASHTO LRFD 规范对于岩土抗震设计有着较详细的计算规定，可为抗震设计基坑提供依据和借鉴。

表 2 AASHTO LRFD 在基坑工程中的主要分项系数设计方法

类型	Service I	Strength Ia	Strength Ib	Strength II	Extreme I
地震乘子	1	0	0	0	1
可变荷载	1	1.75	1.75	1.35	0.5
永久荷载	1	1	1.35	1.35	1.35
临时锚杆	1	1	1	1	1
永久锚杆	1	1.11	1.11	1.11	1.11
不利的土体作用	1	1.35	1.35	1.35	1.35
有利的土体作用	1	1.33	1.33	1.33	1
承载力安全系数	1	1.818	1.818	1.818	1.818
滑动安全系数	1	1	1	1	1
土钉摩阻力	2	1.54	1.54	1.54	1.54

整体来看，三个标准都基于极限状态设计思想，但各有其特点。设计系数方面，“规程”规定的较为简单，AASHTO LRFD 和 Eurocode 7 相对更复杂；支护结构分析计算方面，“规程”相较另外两个标准详细规定了支护体系计算的弹性支点方法，AASHTO LRFD 则提出了基于多种土压力分布规律的极限平衡方法，而 Eurocode7 相较前两者更具开放性。

某基坑设计断面采用 Eurocode7 和 AASHTO LRFD 中的设计系数进行挡土结构弯矩验算的结果对比如图 1 所示。在该断面中两者结果差距不大。

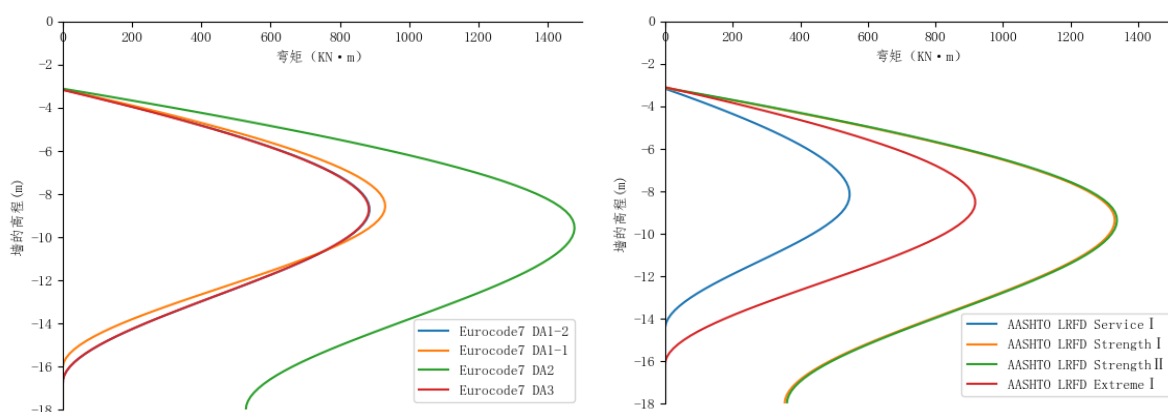


图 1 某基坑工程中采用 Eurocode 7 和 AASHTO LRFD 验算挡土结构弯矩对比

2. 基坑支挡结构分析方法的概述与对比

2.1 支挡结构分析方法概述

目前，对于基坑支挡结构常用的分析方法主要包含极限平衡法、弹性支点法、弹塑性地基梁法、有限元法四种（如图 2 所示）。四种计算方法中，弹性支点法是目前国内基坑支护设计的主要算法；极限平衡法属于经典算法，也是美标基坑设计的常用方法之一；弹塑性地基梁法和有限元法是更先进的算法，目前已越来越多地被使用到支挡结构设计中。

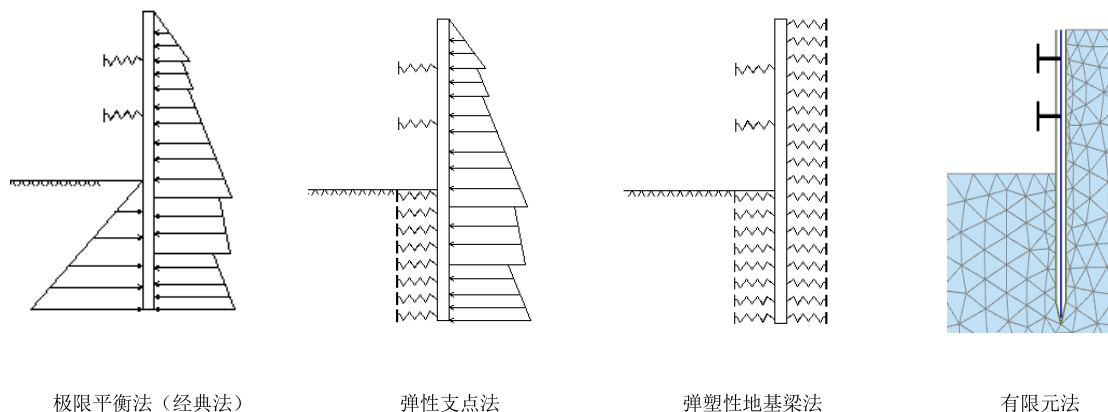


图2 基坑挡土结构体系的各计算方法模型

极限平衡法又称“经典法”、“等值梁法”，其特点是挡土结构两侧为恒定的土、水压力分布，锚拉、支撑结构采用固定端或弹性支座。极限平衡法是一种传统的方法，其特点是计算模型简单，参数数量少，往往通过土体强度参数 c' 和 ϕ' 来反映土压力分布。但其计算过程中未考虑土压力的变化及土—结构的相互作用，计算精度相对较差。

弹性支点法是基于 Winkler 梁理论在极限平衡法基础上的改进。挡土结构主动侧为朗肯/库伦主动或静止土压力，被动侧为固定刚度的土弹簧，弹簧刚度通过土体地基反力模量值控制，该方法根据模型计算方式，可分为一次加载的全量法和逐级加载的增量法，根据岩土体参数取值假定，又可分为 m 法、 c 法、 k 法等。

弹塑性地基梁法是一种更先进的挡土结构分析计算方法，是 Winkler 梁法的改进，也是完全的有限元法的简化。在弹塑性地基梁法中，挡土结构两侧均为土弹簧，弹簧刚度可以是恒定的，也可以是与应力路径、水平相关的，即非线性弹簧，其计算主要借助杆系有限元法。以 DeepEX 中的弹塑性地基梁算法为例，软件按岩土体的本构模型提供了线性加载重加载法、地基反力模量法、指数模型法、HSS 模型法等四种算法，其中前两个方法是比较简单的弹性-理想塑性算法，而指数模型法、HSS 模型基于土体硬化理论，是更精确的弹塑性算法。在参数需求上，线性加载重加载法和地基反力模量法需分别提供加、卸载模量和地基反力模量；对于指数模型法，需提供两个幂参数；对于 HSS 模型法，需提供其小应变刚度 G_0 和 $\gamma_{0.7}$ 参数。

有限元法是求解偏微分方程边值问题近似解的数值技术，目前已广泛应用在岩土工程领域，完全的有限元法处理基坑问题可以更好地描述岩土体行为及考虑土-结构的相互作用，是一种精确的算法。其中，对于尺寸效应不大的基坑，二维有限元法将基坑问题简化为平面应变问题，建模与计算速度快，非常适合工程设计；三维有限元法精度更高，偏向于空间效应明显、周边环境复杂的在基坑分析。基坑分析常用的岩土本构模型包括摩尔-库伦模型、硬化土模型、小应变土体硬化模型等。

2.2 不同支撑体系计算方法的对比分析

现将四种方法的计算结果进行对比。极限平衡法、弹塑性地基梁法采用 DeepEX 中的地基反力模量法进行计算。DeepEX 是国际先进的基坑工程设计与分析程序，支持多国家标准及包括弹塑性地基梁法、有限元法在内的多种计算方法；有限元法采用国际知名的 PLAXIS 2D 商业软件包进行计算，使用 HSS 本构模型；弹性支点法采用国内某计算程序进行求解。

由于各计算方法理论不同，为了保证不同算法中的参数的对应性。对于土的强度参数，在砂土中各算法均采用三轴固结排水剪（CD）得到的有限粘聚力 c' 、有效内摩擦角 ϕ' 结果，在黏土中，极限平衡与弹性支点法采用有效强度参数，有限元和弹塑性地基梁法采用三轴不固结不排水剪（UU）得到的不排水抗剪强度参数；

对于土的刚度参数，有限元法中将固结试验得到的压缩模量值近似为加载模量，通过经验公式计算其它参数。弹塑性地基梁法中既可以使用加载模量参数，也可以使用地基反力模量参数（二者等效），本次计算中先利用加载模量值求解，再反算地基反力模量 k 值，以得到精确的 m 供弹性支点法使用。对于弹性支点法，采用增量法计算，并按照“规程”要求，对于砂土采取水-土分算的算法，对于黏土采取土-水分算算法。各分析材料的材料特性、主要参数及参数来源列表如表 3 所示。

表 3 各分析方法材料特性、主要参数及参数来源列表

分析方法	土压力或材料本构特性	主要系数或土的主要刚度参数	参数来源
极限平衡法	朗肯主、被动土压力	由 ϕ 值计算土压力系数	-
弹性支点法	m 法	m (水平抗力系数的比例系数)	通过地基反力模量换算
弹塑性地基梁法	地基反力模量法	k (地基反力模量)	压缩模量反算
有限元法	HSS 本构模型	E_{50} 、 E_{oed} 、 E_{ur} 、 m (幂)、 $\gamma_{0.7}$ 、 G_0	经验公式

1) 悬臂式支挡体系中的土压力对比

一悬臂式支挡体系的基坑模型如图 3 所示，挡土结构为 C30 混凝土灌注桩，桩径 1m，间距 1.5m。基坑开挖深度为 5m，桩的嵌固深度为 8m，基坑范围内土层为砂土，砂土参数见表 2，地下水水位位于桩底以下。

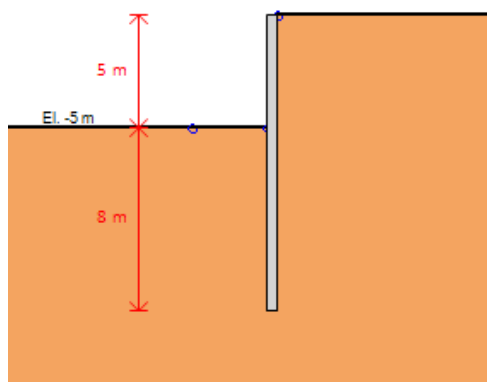


图 3 悬臂式支挡体系计算模型

各计算方法得到的桩侧土压力分布如图 4 所示。在主动侧（图 4 右侧），极限平衡法和弹性支点法均使用朗肯主动土压力计算公式，土压力分布相同；弹塑性地基梁法在桩深 10.5m 之前的曲线段，基本与朗肯主动土压力重合，在 10.5m-13m 之间，弹塑性地基梁法求得的土压力开始明显增加，最终在桩底位置处，达到了与有限元法近似的水平。有限元法得到的结果在坑底以上与朗肯土压力结果保持一致，坑底以下，主动侧土压力更大，在桩底的最大值约为朗肯土压力计算结果的两倍。

在被动侧（图 4 左侧），可以看到弹塑性地基梁法与有限元法得到的土压力曲线无论从趋势上还是大小上非常接近，其值远小于极限平衡法中朗肯被动土压力的计算结果。而弹性支点法求得的被动侧土反力值在所有结果中最小。尤其在约桩深 12-13m 的位置处，土反力出现了正值，即“土吸力”，所以弹性支点法在该模型中得到的反力结果是不符合实际的。

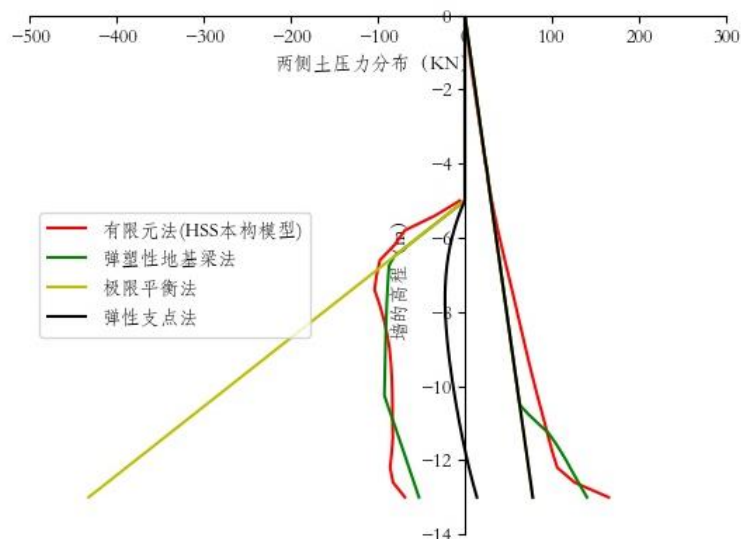


图 4 各计算方法得到的土压力分布

2) 桩-撑式体系在纯砂土和纯黏土中的对比

建立某桩-撑体系基坑模型如图 5 所示，基坑开挖深度为 8.5m，地下水位高程为-5m，基坑内侧降水高程为-9m，采用钢板桩-钢管支撑的支护形式，钢板桩桩长 18m，抗弯刚度为 111240KN，支撑距地表 3.5m，轴向刚度为 7143400KN。砂土和黏土参数见表 4。

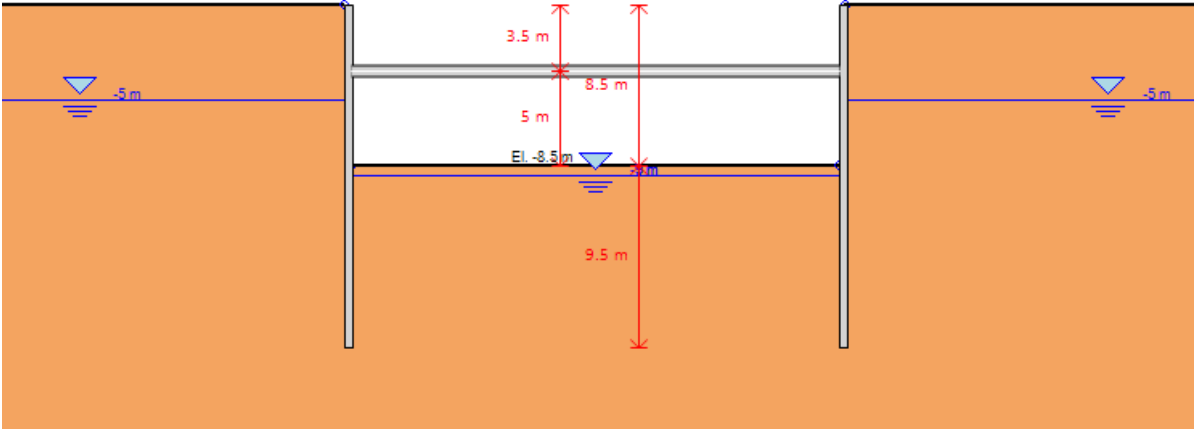


图 5 桩-撑式支护体系计算模型

表 4 砂土与黏土参数表

土层名称	加载模量 E0(KPa)	天然重度 (kN/m3)	饱和重度 (kN/m3)	不排水抗剪强度 (kPa)	有效粘聚力 (kPa)	有效内摩擦角(°)	m 值 (KN/m2)	小应变刚度 (KPa)	$\nu_{0.7}$
砂土	14370	18.84	19.625		0	30	4.5	22450	0.005
黏土	19800	18	19	150	28	26.2	12.2	27850	0.005

不同分析方法在纯砂土基坑中挡土结构的弯矩和水平位移结果如图 6 所示。各方法得到的弯矩包络整体趋势基本保持一致。-3.5m 的支撑位置处，弹性支点法求得的弯矩略微偏小，高程-12 到-18m 位置处，各计算方法得到的反弯点位置及大小略有不同。从数值上看，有限元法得到的弯矩包络值整体偏小，最大正负弯矩值均约 170KN-m，弹塑性地基梁法的结果整体偏大，约-230 到 320KN-m 之间，其余计算方法在二者之间。

在水平位移上，各分析方法差异较大，从趋势上看，极限平衡法与其余算法的曲线走势差异较大，尤其有多段背离基坑方向的变形，其余算法变形趋势差异不大，值略有不同，有限元法得到的变形结果整体最小，弹塑性地基梁法变形整体更大，弹性支点法位于二者之间。

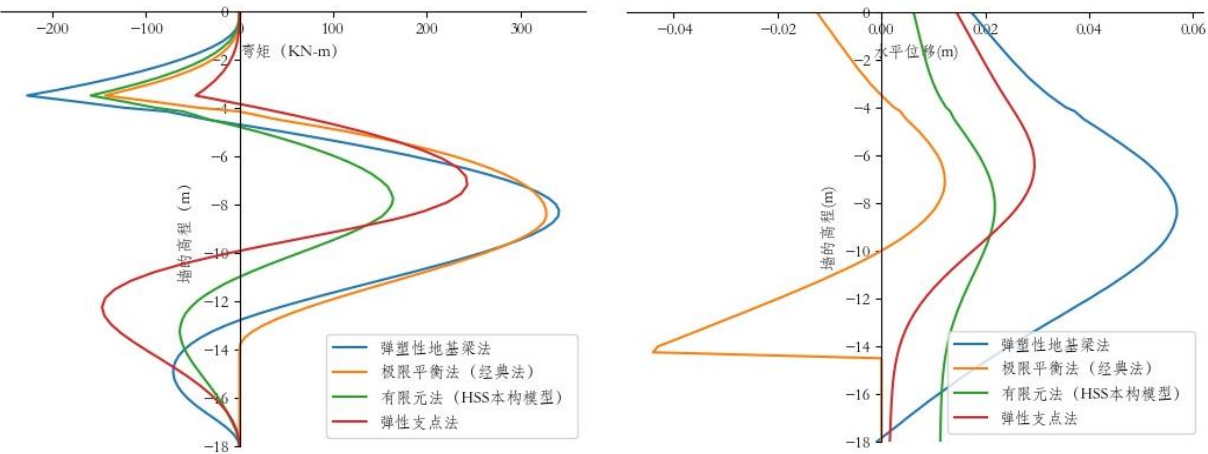


图 6 纯砂土中挡土结构弯矩与水平位移对比

纯黏土中各分析方法得到的弯矩和水平位移结果如图 7 所示，由于各方法对于黏土的分析理论差异性较大，可以看到结果差异也较为明显。弯矩结果从趋势上看，最大负弯矩均出现在-3.5m 的支撑点位置处，除极限平衡法外的三种方法整体趋势相差不大。弹性支点法和弹塑性地基梁法趋势更为接近，与有限元法在-10 到-18m 位置处弯曲方向相反。从数值上看，弹塑性地基梁法和有限元法得到的最大负弯矩结果较为接近，且远大于极限平衡与弹性支点法计算结果，最大正弯矩结果弹性支点法与有限元法数值接近，弹塑性地基梁法最大，极限平衡法最小。

水平位移结果从趋势上看，弹性支点法与弹塑性地基梁法较接近，最大变形均出现在约-7m 位置处，有限元法计算得到的最大变形位于基坑坑底。从数值上看，有限元结果与弹塑性地基梁结果较为接近，最大变形均为约 25mm，弹性支点法的最大变形约 5mm，极限平衡法的最大变形约 2mm，与前两者差距较大。

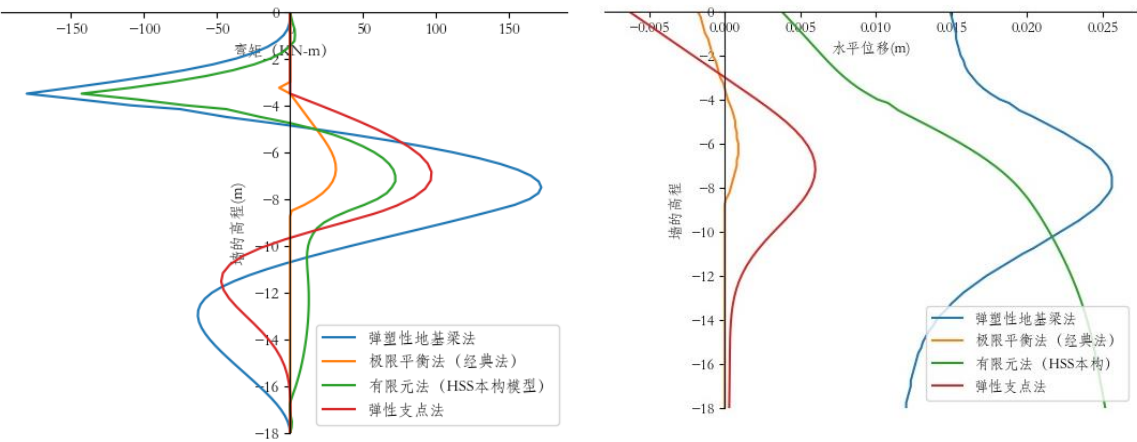


图 7 纯黏土中挡土结构弯矩与水平位移对比

3) 有限元与弹塑性地基梁法在某工程中的对比与验证

图 9 所示为台北盆地 K1 地区某深基坑断面图。该基坑开挖深度为 18m，支护形式为 1 米厚、40 米深的地下连续墙，沿地连墙布置了 6 道 H 型预应力钢支撑。该基坑工程来自 Hsiao-Chou Chao、Richard N. Hwang^[1]在 2010 年全球土壤保持会议中的成果展示和论文。在原论文中，作者提出了一种校正倾斜仪位移值的方法，并使用 PLAXIS 程序对该基坑施工过程进行了分析，对校正方案进行了验证。该基坑各岩土体参数见图 8 所示，地下水位于地面以下 2m 位置处。

Depth (m)	Soil Type	γ_t (kN/m ³)	N-value	Su (kPa)	c' (kPa)	Φ' (degrees)
0~2.3	SF	19.0	4	30~33.2		
2.3~6	CL	18.1		33.2~38		
6~9	SM	19.0	4		0	33
9~23.5	CL	18.6		43~64		
23.5~33.5	CL	19.2		64~141		
33.5~35.5	SM	19.5	25		0	35
35.5~42.5	CL	19.9		156~210		
42.5~49.5	SM	19.9	30		0	35
49.5~70	GM	20.0	100		0	38

图 8 土层主要参数

图 10 为原论文中 PLAXIS 有限元结果与测斜仪实测地下连续墙水平位移结果的对比，①-⑦代表各施工阶段。可以看到，除施工阶段 2 和阶段 6 两者差距偏大外，实测数据与有限元分析整体结果非常接近，最大位移值均保持在 70-75mm 之间。

在原论文的基础上，我们使用 DeepEX 程序基于弹塑性地基梁算法对该基坑进行了计算。得到的该基坑地下连续墙的水平位移结果见图 11。与实测和有限元结果比，变形量略微偏小，但无论从数值上还是趋势上，匹配效果较好。

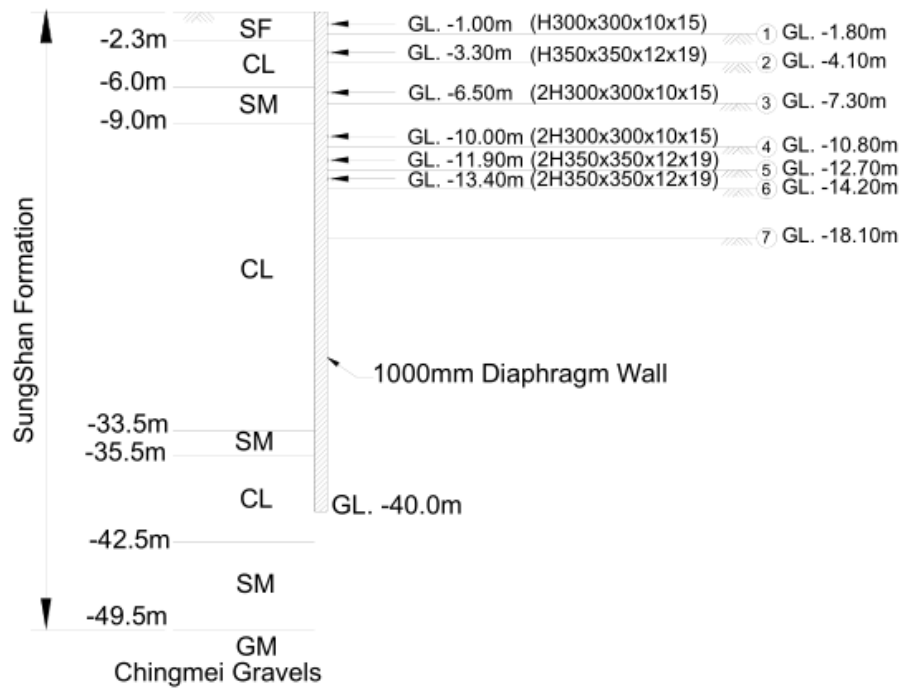


图 9 台北某基坑断面图

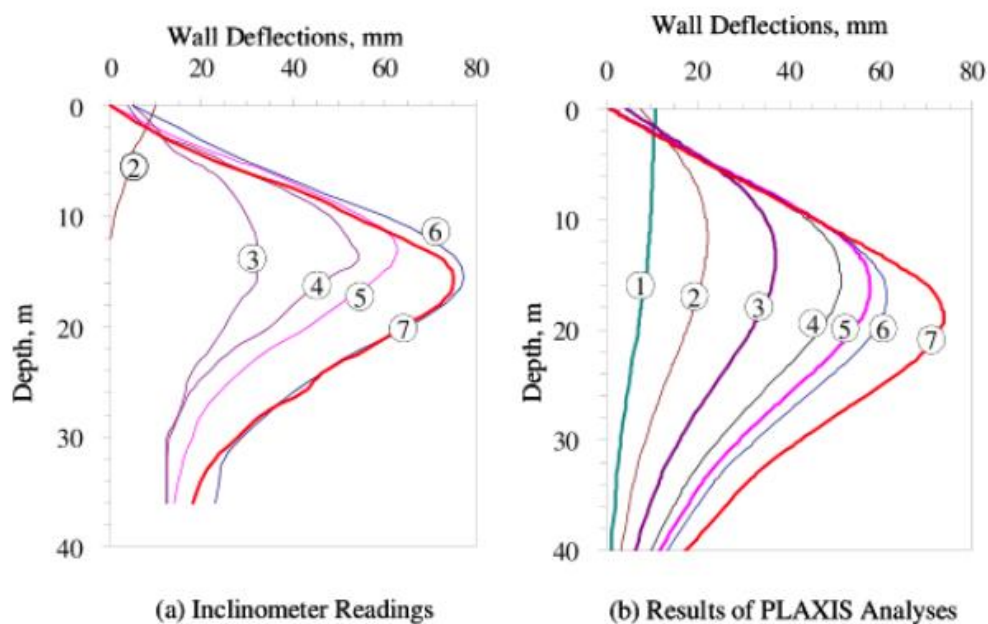


图 10 原论文中 PLAXIS 有限元结果与测斜仪实测结果的对比

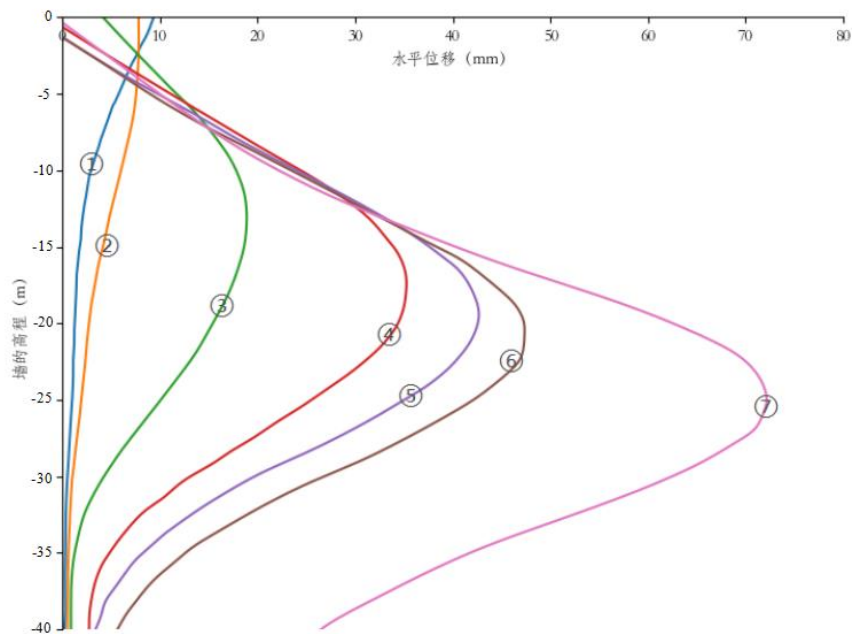


图 11 DeepEX 弹塑性地基梁法计算结果

原论文中除地连墙水平位移外，也包含了各支撑的支反力计算结果。如表 5 所示，分别是各预应力支撑在每个施工阶段的对应的支反力。

表 6 为 DeepEX 中弹塑性地基梁法计算所得各支撑反力结果，发现支撑弹塑性地基梁法结果整体略偏小，主要体现在前三道支撑上，后两道支撑反力结果较为接近，整体就设计而言，二者整体偏差程度满足精度要求。

表 5 有限元法计算得到的各支撑支反力结果

	第 1 道支撑	第 2 道支撑	第 3 道支撑	第 4 道支撑	第 5 道支撑	第六道支撑
预应力 (KN)	75	115	200	120	160	250
支撑反力 (KN)						
阶段 1						
阶段 2	187					
阶段 3	154	282				
阶段 4	104	258	480			
阶段 5	93	249	491	294		
阶段 6	91	240	472	284	313	
阶段 7	87	226	440	278	395	610

表 6 弹塑性地基梁法得到的各支撑支反力结果

	第 1 道支撑	第 2 道支撑	第 3 道支撑	第 4 道支撑	第 5 道支撑	第六道支撑
预应力 (KN)	75	115	200	120	160	250
支撑反力 (KN)						
阶段 1						
阶段 2	104.6					
阶段 3	47.9	232.1				
阶段 4		138.4	507			
阶段 5		103.2	478	325.9		
阶段 6		92.8	440	310.6	301.3	
阶段 7		74	350	244.3	378.1	669

3. 小结

本文主要介绍了 Eurocode7 和 AASSTO LRFD 中基坑支护体系的设计思想与分析方法，对比了其“规程”的异同，并针对国内外常用的四种基坑支挡结构分析方法进行了介绍和案例对比。得到的主要结论如下：

1、“规程”、Eurocode7、AASSTO LRFD 整体设计思想均为极限状态设计，但设计系数与分析方法上差别较大，国外标准的中的分项系数验算方法与支挡结构抗震验算方法可为国内工程师提供借鉴意义。

2、在某悬臂支挡体系不同分析方法下的土压力对比中，弹塑性地基梁法和有限元法结果较为接近，朗肯土压力理论计算得到的被动区土反力整体偏大，而弹性支点法得到的土反力结果局部为不切合实际的“吸力”。

3、对于桩-锚/撑式支挡体系，在纯砂土中，四种计算方法所得挡土结构弯矩结果相差不大，变形结果略有不同；在纯黏土中，弹塑性地基梁法与有限元法得到的挡土结构弯矩和变形结果均较为接近，而另外两种算法与前者相比偏大较大。

4、对比了台北某 18m 深基坑工程中挡土结构水平位移的测斜数据、有限元结果、弹塑性地基梁法结果和有限元法与弹塑性地基梁法计算所得各支撑的支反力结果，发现匹配效果良好。

整体来看，完全的有限元法目前作为一种高精度的分析方法已被行业内认可，但从设计角度讲，有限元法存在参数不好获取、分析结果具有主观性、难以检查校正等问题；极限平衡方法和弹性支点法从对比结果来看，在某些情况下还是存在误差较大的问题；相比之下，弹塑性地基梁法计算精度较高，且模型简单、适合多次迭代，非常适合作为深基坑的设计、分析、验证的手段。

致谢：感谢清华大学土木工程系宋二祥教授在本文评阅阶段给予的意见！

参考资料

- [1] Eurocode 7[J]. 1997.
- [2] AASSTO LRFD[J]. 2007.
- [3] 刘建航, 侯学渊. 基坑工程手册[M]. 中国建筑工业出版社, 1997.
- [4] Deep EX Non linear analysis Manual[M] 2016.
- [5] Chao H C, Hwang R N, Chin C T. Influence of Tip Movements on Inclinator Readings and Performance of Diaphragm Walls in Deep Excavations[C] / Earth Retention Conference. 2014.



SAP2000 在预应力悬挑雨棚设计中的应用

筑信达 郑 翔

预应力钢结构,是指在设计、施工和使用过程中,采用人为方法引入预应力以提高结构强度、刚度、稳定的钢结构。SAP2000 软件可以使用框架单元或索 (cable) 单元来模拟预应力拉索,通过降温法、应变荷载、目标力荷载等多种方式施加预应力。预应力钢结构的形式多种多样,本文以某预应力悬挑雨棚为例,讨论这类偏刚性索结构的常规建模分析方法的合理性和便捷性,以及操作过程中的注意事项。

1. 工程概述

某看台雨棚^[1]纵向长度 28.8m,柱距 7.2m,采用四根悬臂柱支撑。屋面沿纵向各挑出 3.6m,横向长度 15.35m,起始端设置拉索与支撑柱顶相连,计算模型见图 1,结构平面图布置见图 2、图 3。

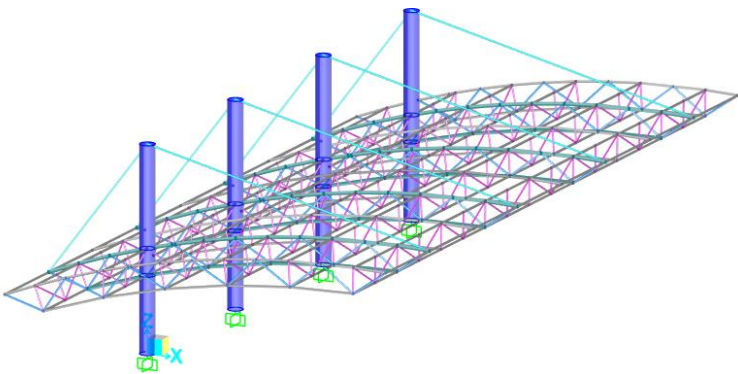


图 1 悬挑雨棚计算模型

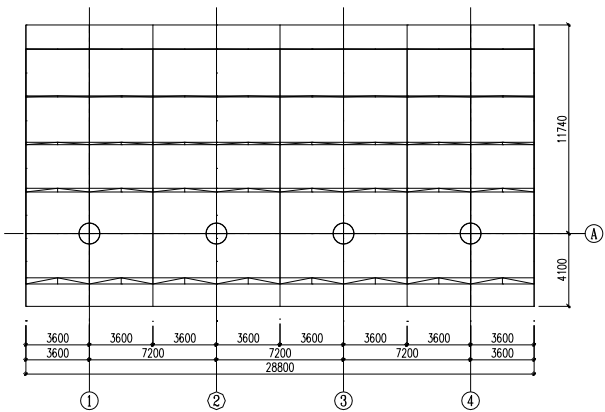


图 2 结构平面布置图

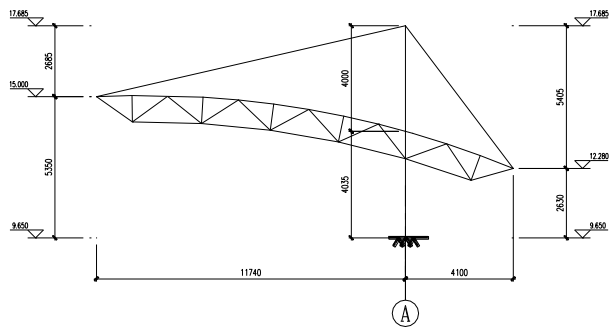


图 3 结构立面布置图

1.1 结构设计基本条件

本工程抗震设防烈度为 7 度,设防类别为丙类,设计地震分组为第三组,场地类别为 II 类,钢结构阻尼比取 0.05,场地特征周期为 0.45s,按柱底固结考虑。

1.2.结构荷载

1) 屋面恒载

本案例的屋面恒载包含主体结构自重,围护结构自重。其中,主体结构自重由程序自动考虑,围护结构自重按 0.4kN/m^2 考虑。檩条跨度为 2.7m,则对应的线荷载为, $DL: 0.4 \times 2.7 = 1.1\text{kN/m}$ 。(见图 4)

2) 屋面活载

本案例的屋面活载按 0.5kN/m^2 ,对应线荷载为, $LL: 0.5 \times 2.7 = 1.35\text{kN/m}$ 。(见图 5)

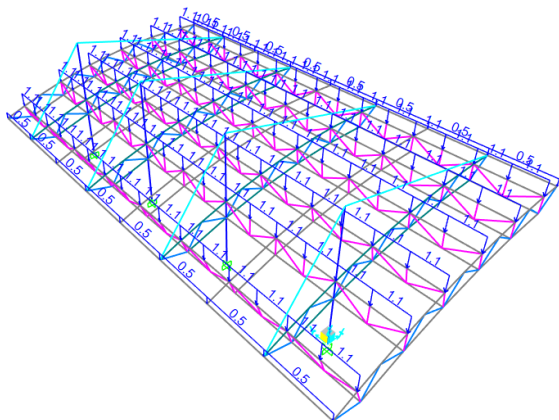


图 4 恒载布置图

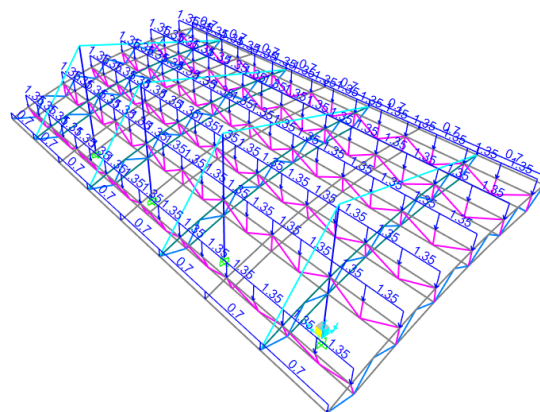


图 5 活载布置图

3) 风荷载

基本风压 $\omega_0 = 0.5 \text{ kN/m}^2$ ，按照 A 类地面粗糙度，取屋顶最高点 15m 计算风压高度系数 $\mu_z = 1.14$ ，风振系数取 $\beta_z = 1.9$ ，体型系数取 $\mu_s = 1.3$ ，基本风压 $\omega_k = \beta_z \mu_s \mu_z \omega_0 = 1.9 \times 1.3 \times 1.14 \times 0.5 = 1.41 \text{ kN/m}^2$ 。

对应的线荷载为： $1.41 \times 2.7 = 3.8 \text{ kN/m}$ ，考虑风压和风吸两种工况。（图 6、图 7）

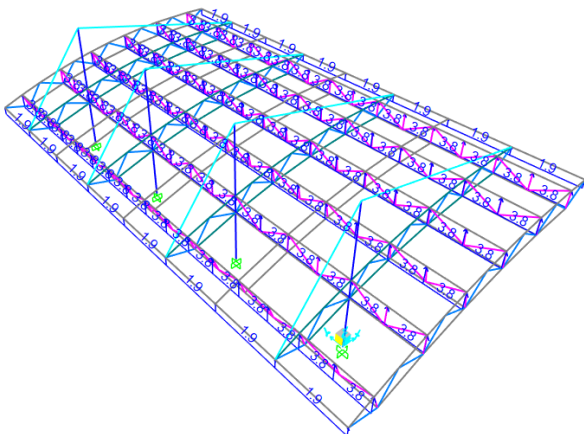


图 6 风吸力布置图

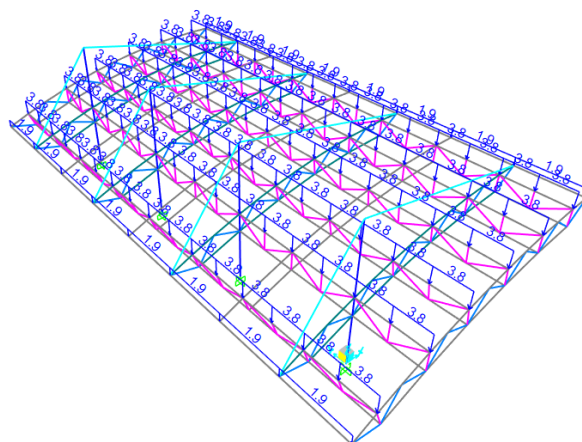


图 7 风压力布置图

4) 初始预应力

索初始拉力的确定有一个迭代试算的过程，首先对索施加负温度荷载，进行分析之后查看索实际内力值是否达到要求；如不满足，则可修改负温度值，重新迭代计算。对于本案例，为控制风吸力作用下，拉索不会退出工作，经过迭代试算后，统一施加初始预拉力 1150kN，采用框架单元模拟拉索，降温法施加预应力。索材料为 TB-fpk1670，

$E = 1.95 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ ， $\alpha = 1.17 \times 10^{-5}$ ，最终的降温为 $\Delta t = N / \alpha EA = 131^\circ\text{C}$ 。（见图 8）

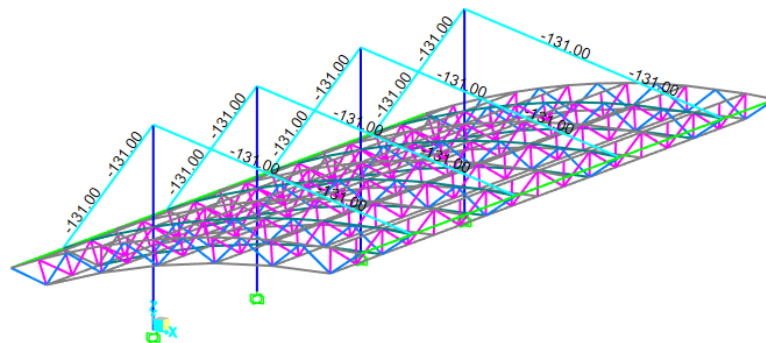


图 8 初始预应力布置图



1.3 截面和材料

本案例所有杆件均采用 Q355B 材质，各杆件的截面见表 1。

表 1 钢管截面列表

构件号	截面规格	材质	备注
1	P180X12	Q355B	弦杆 1
2	P95X5	Q355B	弦杆 2
3	P76X5	Q355B	腹杆 1
4	P60X4	Q355B	腹杆 2
5	P700X20	Q355B	立柱
6	P121X5	Q355B	封口梁

1.4 荷载组合

本案例考虑恒载、活载、风载、预应力及地震作用，承载能力极限状态的荷载组合见表 2。

表 2 荷载组合

序号	荷载组合	序号	荷载组合
1	1.3DL+1.5LL+1.0PS	6	1.0DL+1.5LL+0.9WL+1.0PS
2	1.0DL+1.5LL+1.0PS	7	1.3DL+1.05LL+1.5WL+1.0PS
3	1.3DL+1.5WL+1.0PS	8	1.0DL+1.05LL+1.5WL+1.0PS
4	1.0DL+1.5WL+1.0PS	9	1.2DL+0.6LL+1.3E+1.0PS
5	1.3DL+1.5LL+0.9WL+1.0PS	10	1.0DL+0.5LL+1.3E+1.0PS

表中：DL—恒载；LL—活载；WL—风载；PS—预应力；E—地震作用。

2. 分析结果及注意事项

2.1 是否考虑几何非线性

索结构技术规程（JGJ257-2012）5.1.2 条^[3]，索结构应分别进行初始预拉力及荷载作用下的计算分析，计算中均应考虑几何非线性影响。但是，对于较为刚性的索结构，如斜拉结构和张弦结构，在大部分工况下，可不考虑几何非线性的影响。本案例在大部分情况下属于较为刚性的索结构，可通过以下两个工况的计算结果来验证。

以 1.3DL+1.5LL+0.9WY+1.0PS 为例，运用降温法，利用框架单元模拟索，分别采用“线性分析”（**结构刚度继承非线性工况的终止刚度**）、“非线性分析”（**直接接力非线性工况**）两种方式来分析。其中，“线性分析”不会继承非线性工况 PS 中施加的荷载，只会继承 PS 工况的终止结构刚度，因此在施加荷载中需要添加 PS 荷载（图 9）；“非线性分析”会继承前置工况中施加的荷载，因此在施加荷载中，不需要再添加 PS 荷载（图 10）。经过计算，相同的荷载组合作用下，结构的轴力图见图 11、图 12。

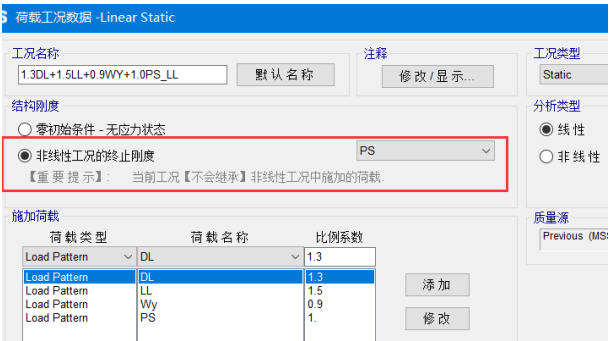


图 9 线性分析（结构刚度继承非线性工况的终止刚度）



图 10 非线性分析（直接接力非线性工况）

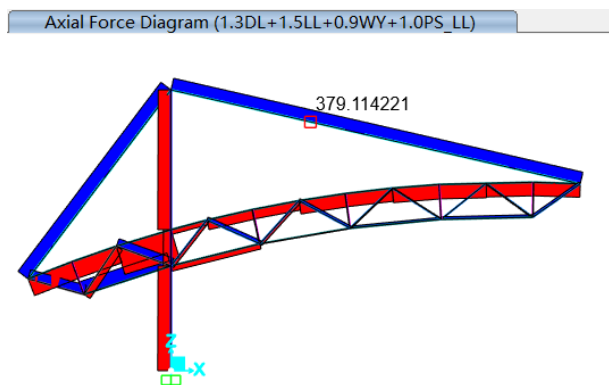


图 11 典型索的轴力图（线性分析）

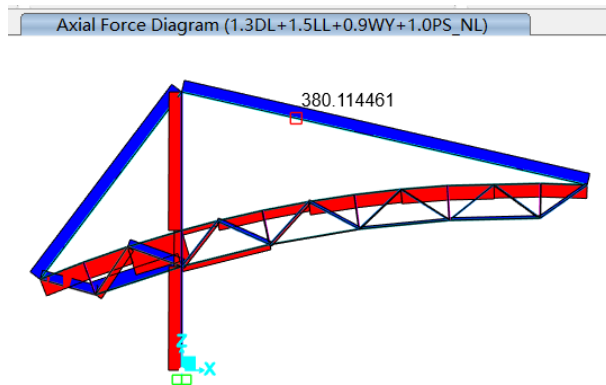


图 12 典型索的轴力图（非线性分析）

对比图 11、图 12 可知，“线性分析”和“非线性分析”的分析结果非常接近。这说明：对于这类刚性较大的结构，采用线性分析是可行的。

但需要指出的是，索在某些荷载工况作用下（例如风吸力工况），索的张拉力可能比较小，这时，索的大变形效应会比较明显，结构设计时不宜忽略。依然以本案例为例，取风吸力工况工况（1.0DL+1.5WX+1.0PS）说明（图 13、图 14）。

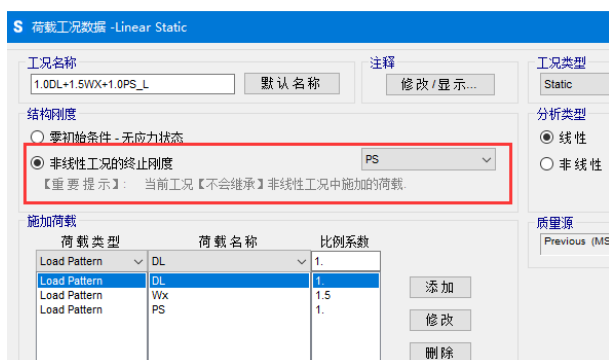


图 13 线性分析（结构刚度继承非线性工况的终止刚度）

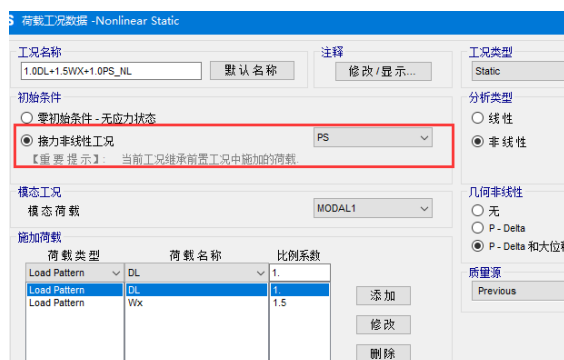


图 14 非线性分析（直接接力非线性工况）

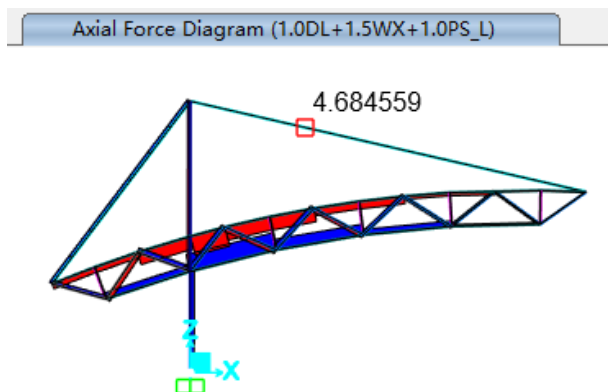


图 15 典型索的轴力图（线性分析）

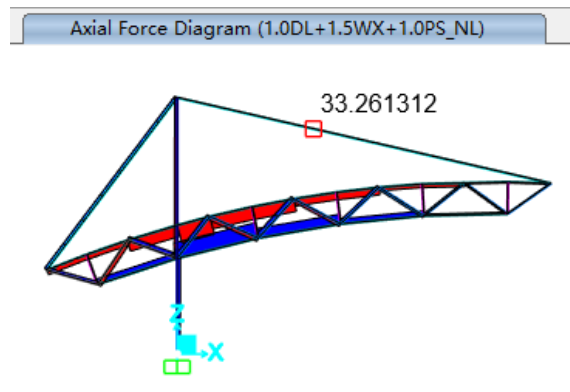


图 16 典型索的轴力图（非线性分析）

通过图 15、图 16 对比可知：同一根索、同样的风吸力工况，采用线性分析和非线性分析的结果差异很大。其原因就是当索的张拉力偏小时，索在自身重力作用下，其大变形效应可能会很显著，从而导致分析结果差异。注意：为了捕捉索的大位移效应，需要将拉索对应的框架单元进行足够细的剖分，本案例将拉索对应的框架单元按 1m 间距剖分。

而且，对于此类结构，风吸力作用下的工况是主桁架的根部上下弦杆的最不利设计工况。这种差异会影响杆件的应力比，依然以这榀桁架为例进行说明。

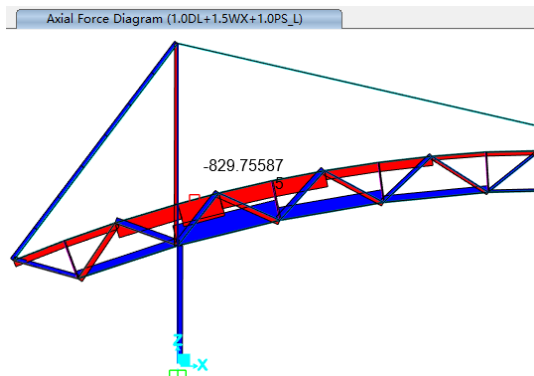


图 17 桁架弦杆的轴力图（线性分析）

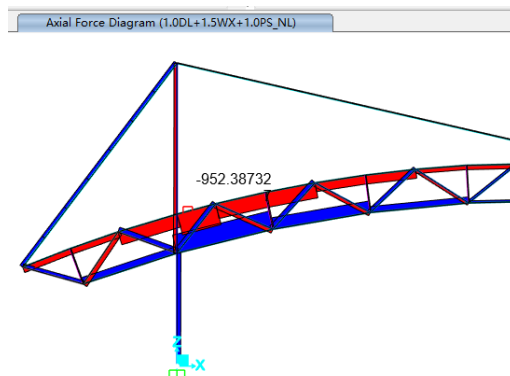


图 18 桁架弦杆的轴力图（非线性分析）

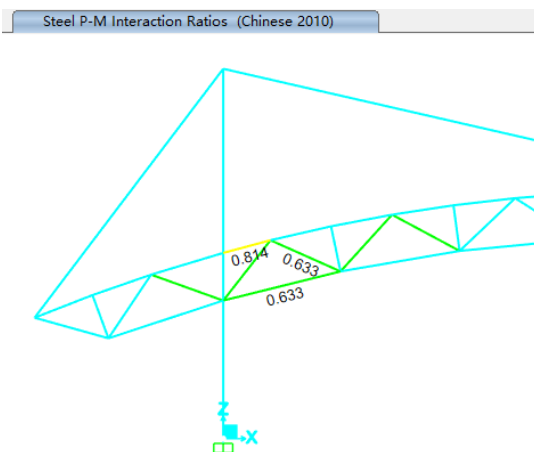


图 19 桁架弦杆的应力比图（仅风吸力工况，线性分析）

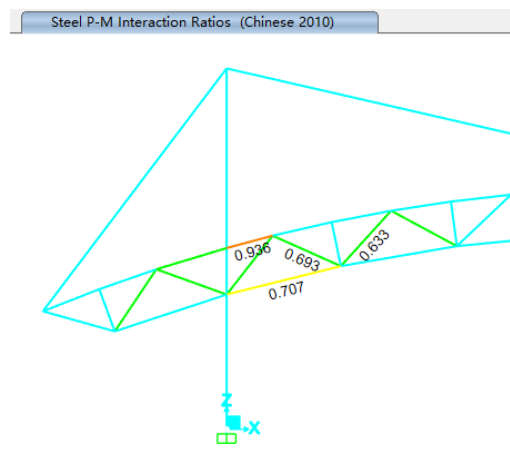


图 20 桁架弦杆的轴力图（仅风吸力工况，非线性分析）

对比图 17、图 18、图 19、图 20 可知：同一上弦杆、同样的风吸力工况，采用线性分析和非线性分析的结果相差了 15%；进而导致相应设计内力下，应力比相差 15%。此时若采用线性分析，可能低估结构的受力，使得截面设计偏不安全。

当然，要减小这种大变形效应，可以继续增大索的初拉力，使得风吸力作用下，索的刚度足够强。但这样会使得结构的杆件截面进一步加大，不一定经济。

综上所述，对于此类结构，风吸力工况的处理要慎重，必要时候需要通过非线性分析来考虑索的大位移效应。

2.2 风吸力作用下，索是否退出工作

预应力索的屋盖结构常采用轻质屋面，此时预应力索对风荷载敏感，在风吸力作用下，预应力索可能会受压而退出工作，这会使得预应力结构的整体受力状态发生实质性变化，会影响结构安全。因此，工程中往往需要保证在风吸力作用下，拉索不退出工作。

本案例需保证在各种荷载组合作用下，预应力索均不退出工作。但是，如前所述，本案例在风吸力工况下，索的大变形效应开始体现，而考虑大变形效应，索在自重作用下其轴力将始终为拉力，若简单通过索力是否小于零并不能准确判断拉索是否退出工作。这时，可以将拉索重量指定为零，避免索自重的干扰。详细讨论见本文 3.2 节。

2.3 杆件应力比

经过计算，各杆件的应力比如图 21 所示。

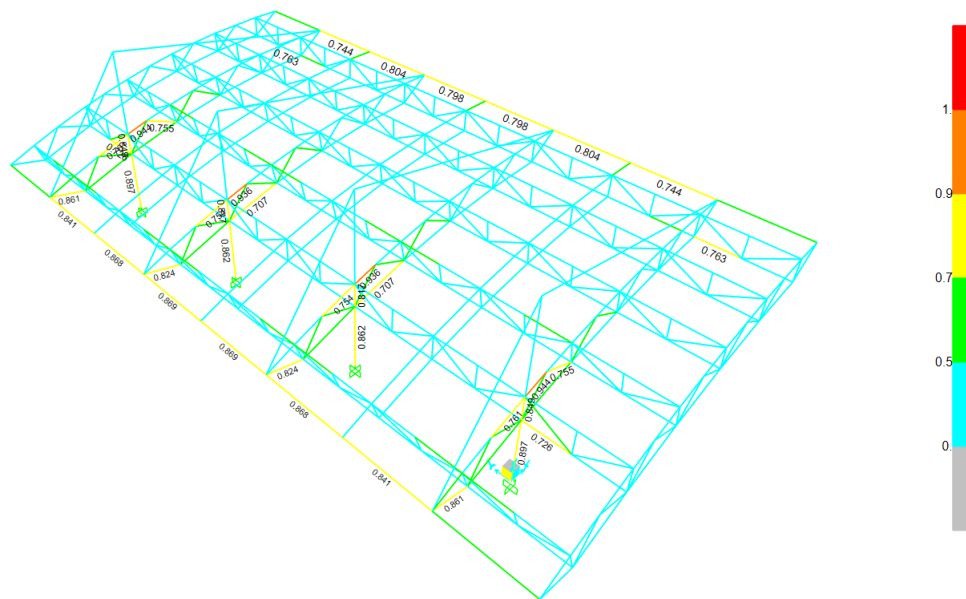


图 21 杆件应力比图（仅显示应力比大于 0.7 的杆件）

从上图可知，悬挑桁架与柱相连的根部杆件受力最大，其应力比最大。另外，由于封口处采用的是封口梁，而不是封口桁架，纯粹靠封口梁自身的抗弯截面模量抵抗外荷载，因此封口梁的应力比也较大。

2.4 初始态

根据预应力结构的加工、施工及受力特点，通常将其结构形态定义为：

- 1）零状态：拉索张拉前的状态，即构件的加工放样状态。当索张拉完毕后，结构的形状会发生变化，从而不能满足建筑的要求，因此，预应力结构在加工放样过程中，要考虑这种索张拉后带来的变形影响。
- 2）初始态：拉索张拉完后安装就位的形态，也是施工图中所明确的结构外形。
- 3）荷载态：外荷载作用在初始态结构上，发生变形后的平衡形态。

一般初始态是按照 1.0DL+1.0PS 作用下，结构变形接近于 0 来控制。本案例中，在 1.0DL+1.0PS 作用下，竖向变形为 8.9mm（图 22），变形非常小，因此本案例无需确定零状态，直接采用建筑的初始形态放样并进行施工张拉即可。

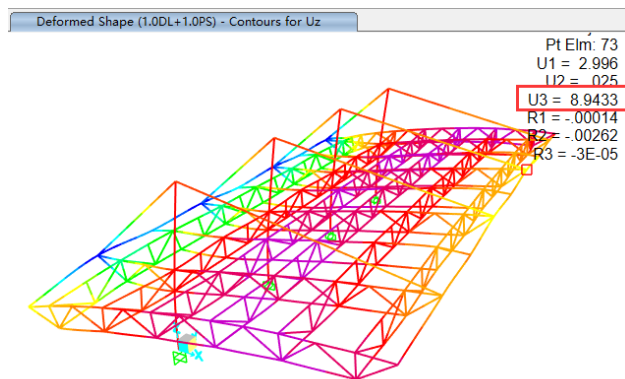


图 22 结构变形图

预应力张拉过程中，随着张拉的进行，结构会产生变形，因此程序分析时施加的初始张拉力，并不是施工的控制张拉力。对于本案例，程序分析时施加的初始张拉力，统一为 1150 kN；经过计算分析，在 1.0DL+1.0PS 荷载组合作用下，典型索 1、索 2 的轴力分别为 265kN、187kN（图 23、图 24）。因此，可分别把 265kN（索 1）和 187kN（索 2），作为施工的控制张拉力。

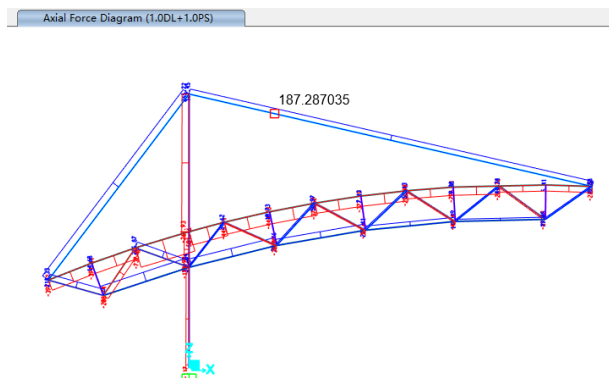


图 23 典型索 1 的轴力图 (1.0DL+1.0PS)

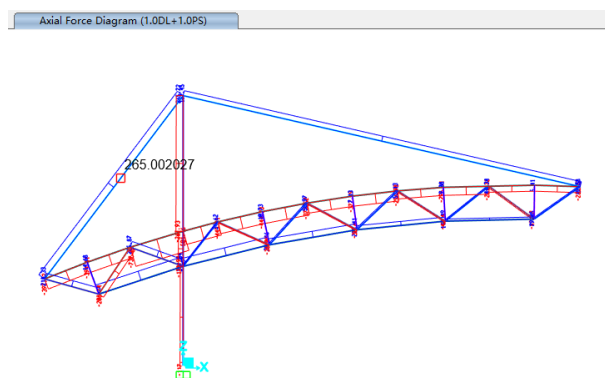


图 24 典型索 2 的轴力图 (1.0DL+1.0PS)

3. CABLE 单元模拟拉索注意事项

对于预应力拉索，除了用框架单元来模拟外，也可直接绘制 cable 单元来模拟。cable 单元是一种高度非线性单元，能通过形状设计器直接指定变形前的长度等方式施加初始预应力。以本案例为例，若采用 cable 单元并通过形状设计器施加初始预应力，则需在弹出的索对象形状设计器中，直接输入 i 端张力 1150kN（图 25），或者变形前长度 12.0244（图 26）。两种施加方式是等效的。

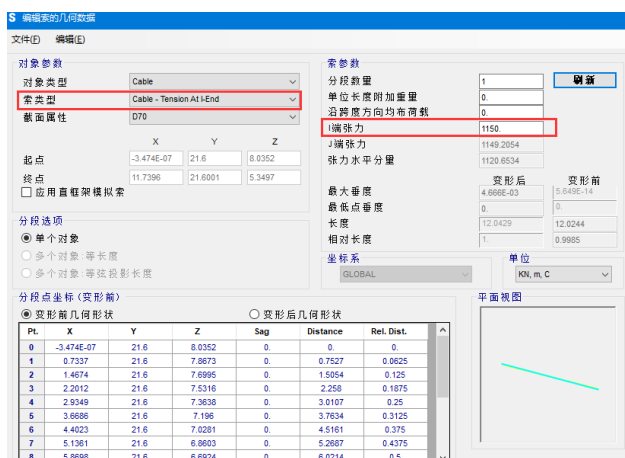


图 25 输入 i 端张力施加初始预应力

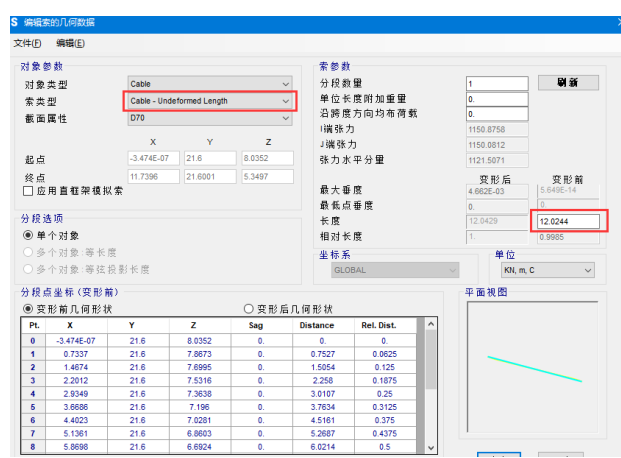


图 26 输入变形前长度施加初始预应力

但在使用 cable 单元模拟拉索时，需要注意以下问题。

3.1 形状设计器中输入的初始预应力仅在非线性工况中有效

形状设计器中输入的初始预应力只能在非线性工况中继承，无法通过线性分析继承非线性工况终止刚度的方式来继承初始预应力。

以本案例为例，事先设置一个无荷载的非线性工况 PS（图 27），由于存在形状设计器中输入的初始预应力，整个结构发生变形并产生内力。这里以某根索为例，查看 PS 工况下的轴力（图 28）。之后分别采用接力 PS 的恒载非线性工况（DL-PS-NL）（图 29）和接力 PS 的恒载线性工况（DL-PS-LL）（图 31）对整个结构进行分析，分别得到该索对应的轴力（图 30，图 32）。

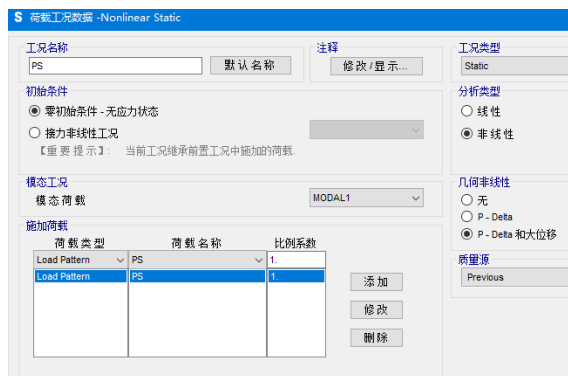


图 27 无荷载的非线性 PS 工况



图 28 PS 工况下索轴力

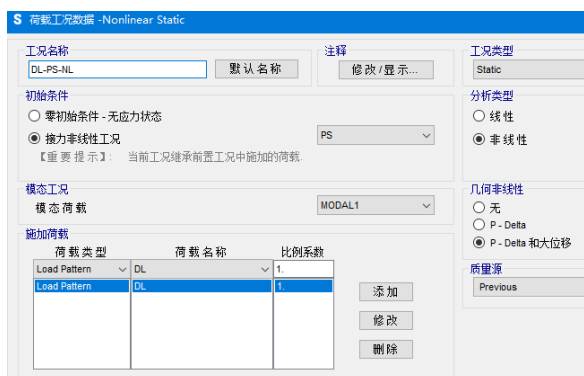


图 29 接力 PS 的恒载非线性工况 (DL-PS-NL)

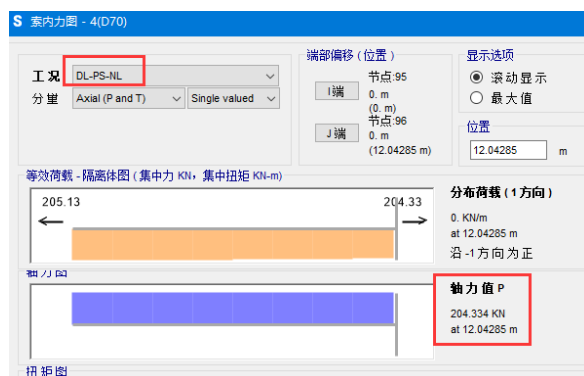


图 30 DL-PS-NL 工况下索轴力

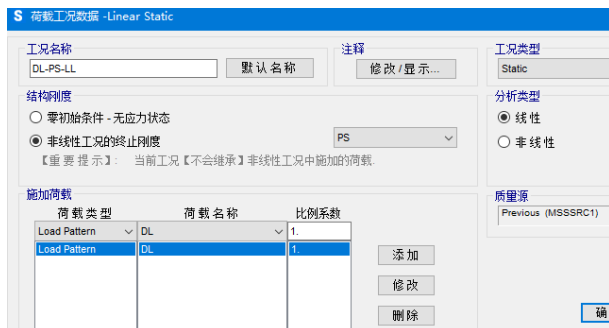


图 31 接力 PS 的恒载线性工况 (DL-PS-LL)

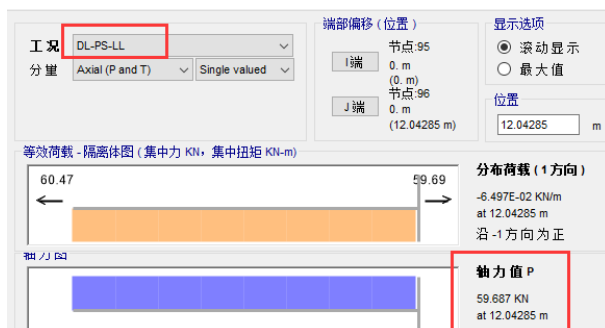


图 32 DL-PS-LL 工况下索轴力

从图 28 可知，PS 工况下，索的轴力为 143.8kN，该值远小于施加的初始预应力 1150kN。其原因是索两端并非完全约束，结构的变形释放了一部分预应力。DL-PS-NL 工况下索轴力为 204.3kN（图 30），说明非线性工况在继承 PS 工况索轴力基础上，进一步施加了恒荷载，使得索的轴力加大。DL-PS-LL 工况下索轴力为 59.7kN（图 32），其值远小于 204.3kN，其原因为线性工况无法继承 PS 工况下索的轴力，只能继承 PS 工况下结构的刚度，则索的轴力仅仅为恒载下的轴力，未包含 PS 工况下索的轴力。

由上可知，若采用 cable 单元模拟拉索并通过形状设计器施加预应力，所有的荷载组合均需采用非线性工况，不然会漏掉索的初始预应力。然而反应谱法无法用于非线性分析，若采用该方法会导致无法通过反应谱法计算地震作用。

3.2 cable 单元分析风吸力作用注意事项

采用 cable 单元对结构进行风吸力作用下分析时，索自重及索的大变形效应可能会影响拉索是否退出工作的判断。因为索的非线性分析工况自动考虑大变形效应。当索的张力不足时，索会在自重作用下下垂，从而使得索受拉，其轴力将始终维持一定的拉力。以本案例为例，当将索的初始预应力降至 200kN 时，由图 33 可知，索的轴力依然为 17.9kN，但此时拉索早已松弛。

针对这个问题，建议用户在判断索在风吸力作用下是否退出工作时，可以将索的重量设置为 0，则索不会受重力作用下垂，则可通过索力来判断索是否受压退出工作。依然以索的初始预应力为 200kN 的模型为例，若将索的重量设置为 0，运行



分析，结果见图 34。由图 34 可知，索内力为 0，表明索受压退出工作，则索施加的初始预应力不足。

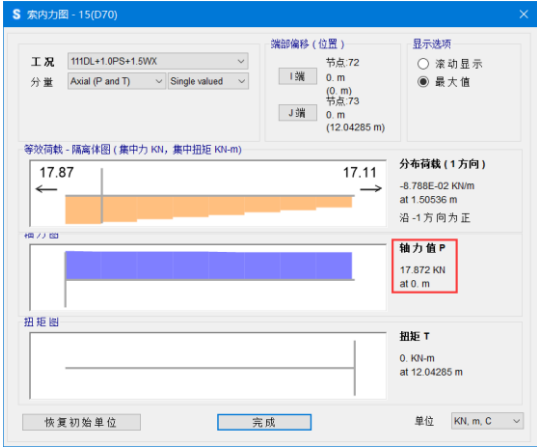


图 33 cable 单元自重不为零的轴力 (1.0DL+1.5Wx+1.0PS)

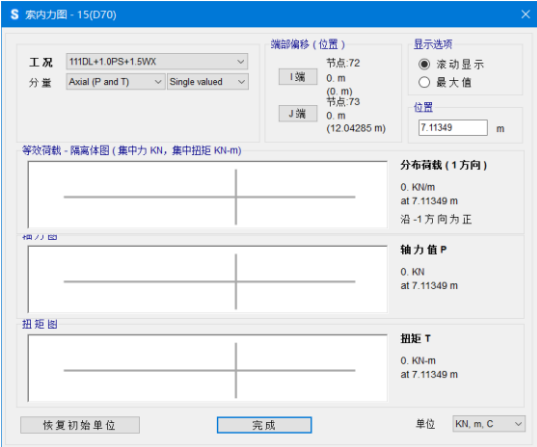


图 34 cable 单元自重为零的轴力 (1.0DL+1.5Wx+1.0PS)

4. 结论及讨论

本文以某预应力悬挑雨棚为例，介绍了这类偏刚性索结构的常规建模分析方法以及操作过程中的注意事项。通过分析可知，对于此类结构，可采用框架单元（降温法）来模拟拉索，并通过线性分析进行结构设计；但需注意风吸力作用下，拉索的大变形效应，必要时可以仅针对风吸力工况补充非线性分析。

若采用 cable 单元并通过形状设计器施加初始预应力，会面临一些更复杂的设置。比如，所有荷载组合均需采用非线性工况，否则会漏掉索的初始预应力。而且，反应谱法也无法用于非线性分析，会增加结构设计的难度。因此笔者建议，对于此类结构，采用框架单元（降温法）来模拟拉索是更加便捷的方法。但如果结构偏柔性，拉索的几何非线性效应明显，则采用 cable 单元是必要的。

此外，本案例雨棚悬挑跨度不大，若采用斜拉钢管代替预应力索，在结构计算上是可行的。但风吸力作用下，斜拉钢管将受压，则需按照受压构件控制长细比，经试算得斜拉钢管截面需采用 P245x10，严重影响结构美观。因此按照当前建筑方案，采用预应力索的形式更佳。

参考资料

- [1] 张相勇. 建筑钢结构设计方法与实例解析[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2013.
- [2] 索结构技术规程: JGJ257-2012 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [3] 李立. SAP2000 模拟张弦结构的常见问题[J]. 筑信达技术通讯, 2019, 03: 7-13.



ETABS 弹塑性时程分析的性能校核

筑信达 吴文博

在完成弹塑性时程分析之后，会得到大量的数据，如何在大量的数据中提取出有用的信息，并对结构进行性能评估成为了一个非常重要的课题。通常来讲我们会从整体结构和重点构件两个层面分别进行评估，其中结构层面的评估一般是通过顶点位移时程、最大层间位移角以及基底剪力时程等大指标确定；而构件层面则是通过转角、力以及应变等构件指标确定。本文主要介绍如何在 ETABS 中进行构件性能校核。

1 可接受准则

在 ETABS 中，构件的性能校核结果高度依赖于可接受准则，可接受准则即各种性能指标对应不同性能状态的界限值。性能校核指标主要分为两大类，一类是变形、内力指标，一类是应力应变指标。变形、内力指标主要是指构件的转角、变形、内力等构件的一些宏观行为，通常在塑性铰或构件中指定；应力应变指标则主要是采用应力或应变作为衡量指标，通常在材料定义中指定。

1.1 塑性铰可接受准则

ETABS 中的塑性铰可分为延性铰和脆性铰，其中延性铰的可接受准则多为转角或变形，例如：M3 铰和 PMM 铰采用转角作为可接受准则，而 P 铰则采用轴向变形为可接受准则，如图 1 和图 2。



图 1 M3 铰可接受准则

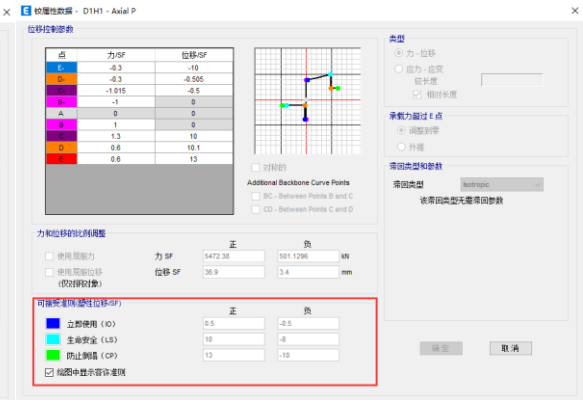


图 2 P 铰可接受准则

脆性铰则会采用力作为可接受准则，如图 3。

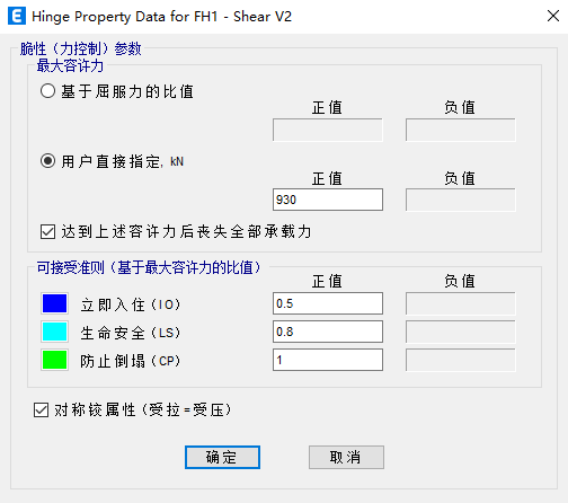


图 3 V 铰可接受准则



1.2 连接单元可接受准则

连接单元在定义时，也可以添加可接受准则，可以采取力或变形作为可接受准则，如下图所示。

图 4 连接单元可接受准则设置

1.3 位移计（Gauge）单元可接受准则

位移计单元并非分析单元，而是一种后处理单元。位移计单元有两种，一种为两点位移计，一种为四点位移计。位移计单元更像是一种带有可接受准则的广义位移，因为位移计单元是获取到节点信息后，进行处理得到相关指标，而非直接获取单元的信息。

两点位移计。两点位移计的类型（Gauge Type）可以选择为“Rotation（转动）”或者“Translation（平动）”，用户可以输入应变或转角的可接受准则，如图 5。用户在使用时，应该非常注意，这里的应变和转角并不同于常规意义上的应变和转角。我们通常说的应变是截面中某一个纤维的应变，而位移计单元中的应变则是通过杆件两端的节点位移做差后除以杆件长度得到的，即 $\frac{\Delta_1 - \Delta_2}{L}$ ，这是一个宏观上对构件的描述，并且位移计单元是可以跨单元使用的。所以两点位移计常常用在分层壳模拟的剪力墙两端，检测剪力墙边缘区混凝土是否被压溃。如图 6 所示，在墙体边缘沿层高布置了两点位移计（绿色线条），通过这些位移计可以评估墙体边缘在层高范围内的总体变形。当然，两点位移计的使用非常灵活，用户需要依据实际的情况灵活应用。

图 5 两点位移计定义

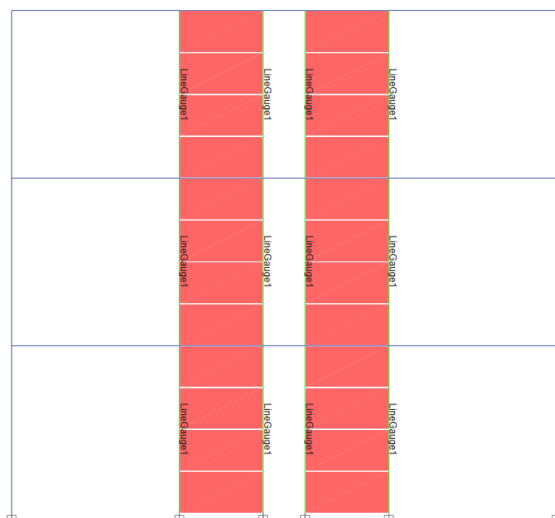


图 6 两点位移计的使用

四点位移计。四点位移的类型（Gauge Type）可以选择为“Rotation（转动）”或者“Shear（剪切）”，Direction 可以选择为“Pier”或“Spandrel”，用户可以输入剪应变或转角的可接受准则，如图 7。与两点位移计相似，四点位移计获得的指标也是一种宏观指标，只不过是节点数量扩展到 4 个，并且通过 Direction 来判断指标的方向，“Pier”为墙肢，是竖直方向，“Spandrel”为连梁，是水平方向。

Property Name	Gauge Type	Direction	Display Color	Property Notes
QuadGauge1	Rotation	Pier	Red	Modify/Show Notes...

Acceptance Criteria Rotations	Positive	Negative	Unit
Immediate Occupancy, IO	0.003	0.003	rad
Life Safety, LS	0.009	0.009	rad
Collapse Prevention, CP	0.012	0.012	rad

Acceptance Criteria Strains	Positive	Negative	Unit
Immediate Occupancy, IO	0.003	0.003	mm/mm
Life Safety, LS	0.009	0.009	mm/mm
Collapse Prevention, CP	0.012	0.012	mm/mm

图 7 四点位移计定义

四点位移计单元可以与 ASCE41-17 规范中的一些要求建立对应关系，如图 8 所示，分别为墙肢转角，用于弯曲行为占主导的情况，适合于高宽比较大的墙肢，如超高层结构中的核心筒均属此例；墙肢剪切变形，用于剪切行为占主导的情况，适用于矮墙，例如错洞墙，以及连梁的弦转角，适用于剪切控制连梁，通常采用分层壳进行模拟。

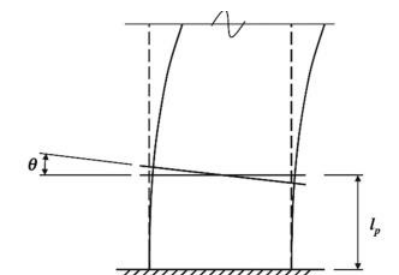


Figure 10-4. Plastic Hinge Rotation in Shear Wall Where Flexure Dominates Inelastic Response

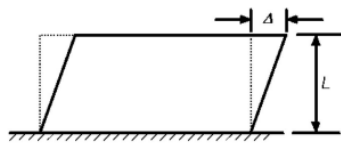


Figure 10-5. Story Drift in Structural Wall Where Shear Dominates Inelastic Response

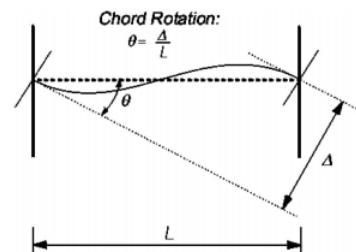


Figure 10-6. Chord Rotation for Structural Wall Coupling Beams

图 8 ASCE41-17 中对构件行为的描述



1.4 墙肢（连梁）内力可接受准则

由于剪力墙剪切破坏是一种脆性破坏，所以剪力墙在设计中通常需要满足强剪弱弯的要求，墙肢（连梁）内力可接受准则就是专门用于抗剪能力的校核。其中可接受准则的类型可以是：力、应力或应力比，即 Acceptance Criteria Type 可以选择“Force”、“Stress”或“Stress as Ratio of Sqrt (f_c')”，“Force”方法适应性更强，可以依据实际墙肢配筋情况计算墙肢抗剪承载力后输入；“Stress”方法则更为简单一些，可以对混凝土等级相同的墙肢进行统一定义；“Stress as Ratio of Sqrt (f_c')”更为简单，但是仅适用于美标，而不适用于中国规范。此外，ETABS 依据墙肢轴力的不同，可以考虑轴力对抗剪承载力的影响，如图 9 所示，拉力会降低墙肢的抗剪承载力，而压力则会增加墙肢的抗剪承载力，但是当拉力/压力增加到一定程度后，抗剪承载力维持不变，这与中国规范中的抗剪承载力公式是相似的。连梁内力可接受准则更加简单一些，如图 10 所示。但是用户需要注意的是，必须对壳单元设置有相应的墙肢/连梁标签后，才可以指定墙肢（连梁）内力可接受准则。

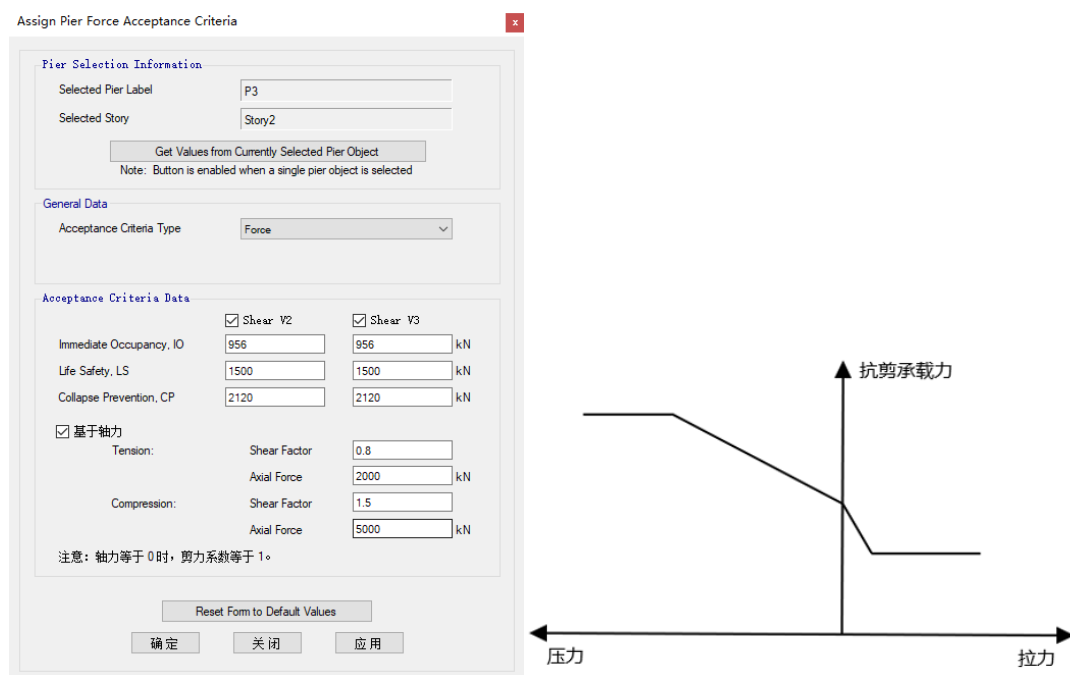


图 9 墙肢内力可接受准则

The figure shows the 'Assign Spandrel Force Acceptance Criteria' dialog box. It has the following sections:

- Spandrel Selection Information:** Selected Spandrel Label: S1, Selected Story: Story1. A button 'Get Values from Currently Selected Spandrel Object' is present with a note: 'Note: Button is enabled when a single spandrel object is selected'.
- General Data:** Acceptance Criteria Type: Force (dropdown).
- Acceptance Criteria Data:**
 - Shear V2: 300 kN
 - Immediate Occupancy, IO: 300 kN
 - Life Safety, LS: 700 kN
 - Collapse Prevention, CP: 1000 kN

Buttons at the bottom: 'Reset Form to Default Values', '确定' (OK), '关闭' (Cancel), '应用' (Apply).

图 10 连梁内力可接受准则



1.5 材料可接受准则

材料可接受准则主要用于墙铰和纤维铰性能状态的判断，程序会获取墙铰或纤维铰中同一材料最大的纤维应变，然后依据材料的可接受准则进行判定，当存在多种材料时，以最不利的判断为最终结果。这与其他可接受准则不同，是一种微观层面的判定。此时我们应该注意的是，铰的长度会对这项指标非常敏感。在 ETABS 中我们更加推荐使用转角或者位移计（gauge 单元）等对构件进行性能评估。

可接受准则			
	拉应变	压应变	单位
IO	0.01	-0.003	mm/mm
LS	0.02	-0.006	mm/mm
CP	0.05	-0.01	mm/mm

☒ 忽略拉应变

参数化应变

非约束混凝土的抗压强度应变 f_c 0.001922

非约束混凝土的极限应变 0.005

终止受压斜率（弹性模量 E 的比值） -0.1

显示应力-应变曲线...

确定 取消

图 11 材料的可接受准则

2 性能校核

在 ETABS 中，用户可以通过**显示>变形图**命令，显示任意时刻下结构的出铰情况，通过铰不同的颜色，显示出铰不同的状态，如图 12 所示。但是图中只能对塑性铰、纤维铰和墙铰状态进行的判断，并且无法对相同性能状态下，不同铰的塑性程度进行区分。此时，用户应该通过性能校核功能对构件状态进行量化评估。

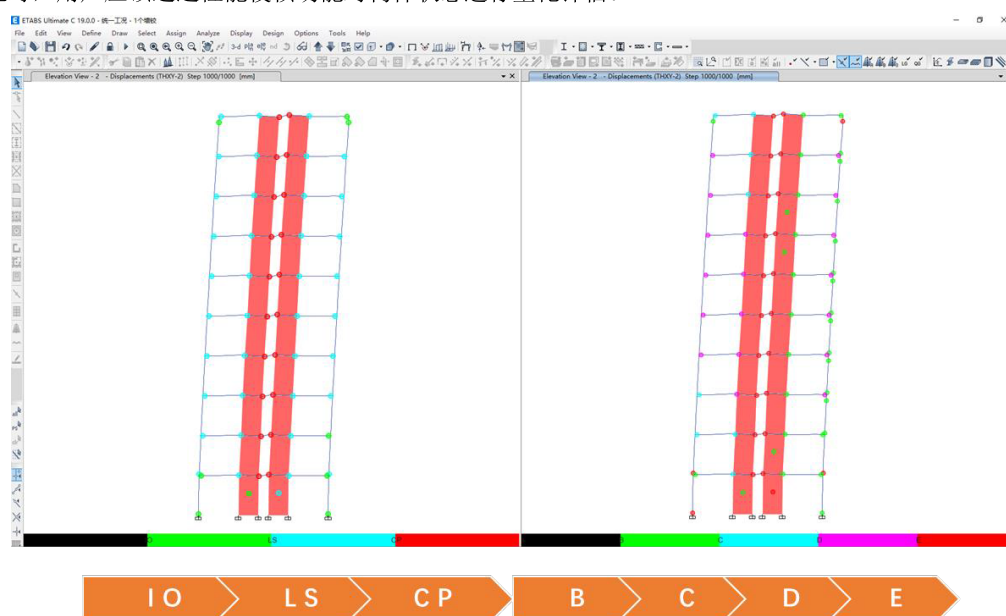


图 12 铰状态显示



用户可以通过**定义>性能校核**命令定义性能校核数据，如图 13。首先是需求集列表，通常可以按照地震输入不同进行划分，同时还可以对不同需求集的校核结果进一步处理：取均值+标准差或取最大值。对应中国规范的规定，当取三组加速度时程曲线输入时，计算结果宜取时程法的包络值，当取七组加速度时程曲线输入时，计算结果宜取时程法的平均值。其次是需求集对应的工况，通常对应为 X 向和 Y 向时程工况。最后是性能评价指标，用户可以选择全部或部分性能评价指标进行性能校核，用于性能校核耗时较长，建议适当选择所需的指标。

图 13 性能校核定义

用户可以通过**显示>性能校核**命令查看性能校核的结果，如图 14 所示。

基于美标的锚栓承载力计算

筑信达 张志国

目前, IDEA 支持基于欧标 EN、美标 AISC、加拿大规范 CISC、澳大利亚规范 AS、俄罗斯规范 SP、印度规范 IS、香港规范 HKG 以及中国规范 GB 的钢结构连接和节点的校核, 如: 板件校核、焊缝校核、螺栓校核以及锚栓和混凝土校核。

为了让广大用户深入学习和理解关于钢结构节点校核的更多细节, 本文将重点介绍基于美标 ACI 318-14 的锚栓承载力计算。关于其它组件(螺栓、焊缝)或规范(EN、CISC、AS 等)的承载力计算, 请参阅《筑信达技术通讯》中刊载的往期文章或关注本期刊的后续文章。

IDEA 基于美标 ACI 318-14 的锚栓承载力计算可考虑七种破坏形式, 即: 拉力作用下的锚栓拉断破坏、混凝土锥体破坏、锚栓拔出破坏以及混凝土锥体侧鼓破坏; 剪力作用下的锚栓剪断破坏、混凝土边缘破坏以及混凝土剪撬破坏。

1 抗拉承载力

1.1 锚栓拉断破坏

如右图所示, 锚栓拉断破坏是指锚栓在拉力作用下螺杆被拉断的破坏形式。该抗拉承载力主要与锚栓的抗拉强度和螺杆的有效截面面积有关, 具体如下:

$$\phi N_{sa} = \phi A_{se,N} f_{uta} \quad (\text{ACI 318-14 式 17.4.1.2})$$

式中: N_{sa} ----- 锚栓拉断破坏的抗拉承载力标准值

$A_{se,N}$ ----- 螺杆在螺纹处的有效截面面积

f_{uta} ----- 锚栓的抗拉强度标准值, $f_{uta} = \min(f_{ub}, 1.9f_{yb}, 860\text{MPa})$ 。

ϕ ----- 锚栓抗拉承载力分项系数, 默认值为 0.7。



1.2 混凝土锥体破坏

如右图所示, 混凝土锥体破坏是指混凝土在拉力作用下形成以锚栓为中心的倒锥体的破坏形式。混凝土锥体破坏不同于锚栓拉断破坏, 单锚、群锚或群锚中的部分受拉锚栓均可出现此类破坏。

IDEA 可自动识别混凝土锥体破坏包含的锚栓数量和锚栓位置, 以此校核群锚受拉区的总拉力设计值。该抗拉承载力主要与混凝土的强度等级、锚栓的有效锚固深度以及锚栓的间距、边距等有关, 具体如下:

$$\phi N_{cbg} = \phi \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (\text{ACI 318-14 式 17.4.2.1b})$$

式中: N_{cbg} ----- 混凝土锥体破坏的群锚抗拉承载力标准值

A_{Nc} ----- 群锚抗拉时混凝土锥体破坏的实际投影面面积

A_{Nco} ----- 单锚抗拉时混凝土理想锥体破坏的投影面面积, $A_{Nco} = 9h_{ef}^2$ 。

N_b ----- 混凝土理想锥体破坏的单锚抗拉承载力标准值

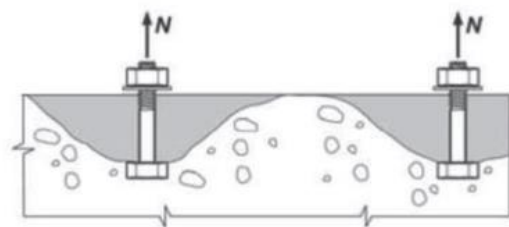
ϕ ----- 锚栓抗拉承载力分项系数, 默认值为 0.7。

$\psi_{ec,N}$ ----- 荷载偏心对抗拉承载力的影响系数, 详见后文。

$\psi_{ed,N}$ ----- 锚栓边距对抗拉承载力的影响系数, 详见后文。

$\psi_{c,N}$ ----- 混凝土条件对抗拉承载力的影响系数, 详见后文。

$\psi_{cp,N}$ ----- 混凝土劈裂对抗拉承载力的影响系数, 详见后文。



$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad (\text{ACI 318-14 式 17.4.2.2a})$$

式中： k_c ----- 预埋锚栓取 24，后锚固锚栓取 17。

λ_a ----- 轻质混凝土修正系数，取 1.0。

f'_c ----- 混凝土抗压强度标准值

h_{ef} ----- 锚栓的有效锚固深度

注意，当狭长分布的群锚中存在三个或三个以上小于 $1.5 h_{ef}$ 的边距时，锚栓的有效锚固深度 $h_{ef} = \max\left(\frac{c_{a,\max}}{1.5}, \frac{s}{3}\right)$ 。如果

$280\text{mm} \leq h_{ef} \leq 635\text{mm}$ ，混凝土理想锥体破坏的单锚抗拉承载力标准值应采用以下公式计算。

$$N_b = 16 \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \quad (\text{ACI 318-14 式 17.4.2.2b})$$

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2e'_N / 3h_{ef}} \leq 1 \quad (\text{ACI 318-14 式 17.4.2.4})$$

式中： e'_N ----- 群锚受拉区总拉力的合力作用点相对于群锚几何中心的偏心距，如图 1 所示。

上述公式用于考虑偏心拉力作用下群锚受拉区总拉力的偏心对抗拉承载力的不利影响。对于双向偏心拉力，应分别计算两个方向的偏心距及其影响系数并以二者乘积作为 $\psi_{ec,N}$ 。

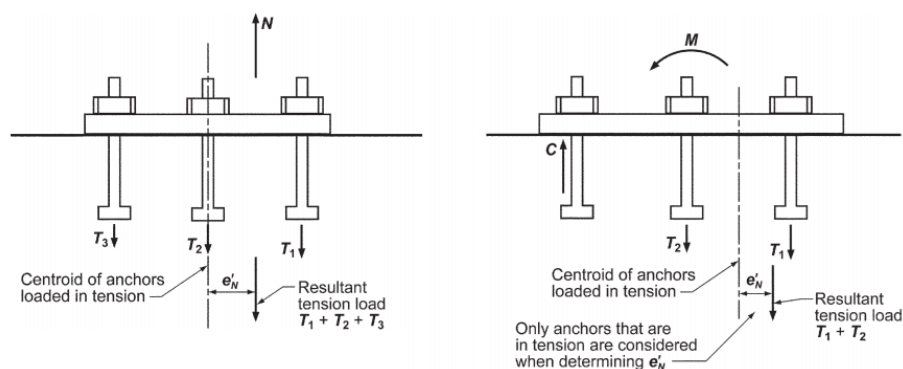


图 1 偏心拉力或弯矩的偏心距计算示意图

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,\min}}{1.5h_{ef}} \leq 1 \quad (\text{ACI 318-14 式 17.4.2.5})$$

式中： $c_{a,\min}$ ----- 锚栓最小边距

上述公式用于考虑邻近混凝土边缘的锚栓对抗拉承载力的不利影响。

对于开裂混凝土， $\psi_{c,N}$ 取 1.0；对于不开裂混凝土， $\psi_{c,N}$ 取 1.25。开裂混凝土指在正常使用极限状态下，考虑混凝土收缩、温度变化及支座位移的影响后，锚固区存在拉应力的混凝土。不开裂混凝土指在上述条件下锚固区不存在拉应力的混凝土。

对于不开裂混凝土，如果未采用补筋控制混凝土劈裂，后锚固锚栓对抗拉承载力的影响系数 $\psi_{cp,N} = \min(1, c_{a,\min} / c_{ac})$ ；其余情况取 1.0。 c_{ac} 为锚栓临界边距，关于常见锚栓类型的临界边距取值，详见 ACI 318-14 第 17.7.6 条，此处不再赘述。

1.3 锚栓拔出破坏

如右图所示，锚栓拔出破坏是指锚栓在拉力作用下从锚孔中被拉出的破坏形式。该抗拉承载力主要与混凝土的强度等级和锚板的承载面积有关，具体如下：

$$\phi N_{pm} = \phi \psi_{c,p} N_p \quad (\text{ACI 318-14 式 17.4.3.1})$$

式中： N_{pm} ----- 锚栓拔出破坏的抗拉承载力标准值

$\psi_{c,p}$ ----- 开裂混凝土取 1.0，不开裂混凝土取 1.4。

ϕ ----- 锚栓抗拉承载力分项系数，默认值为 0.7。





$$N_p = 8A_{brg}f'_c \quad (\text{ACI 318-14 式 17.4.3.4})$$

式中： A_{brg} ----- 锚板承载面积

1.4 混凝土锥体侧鼓破坏

如右图所示，混凝土锥体侧鼓破坏是指混凝土侧面在拉力作用下形成水平锥体的破坏形式。该抗拉承载力主要与混凝土的强度等级、锚板的承载面积以及锚栓的间距和边距等有关，具体如下：

$$\phi N_{sb} = \phi 160 c_{a1} \lambda_a \sqrt{A_{brg}} \sqrt{f'_c} \quad (\text{ACI 318-14 式 17.4.4.1})$$

式中： N_{sb} ----- 混凝土锥体侧鼓破坏的抗拉承载力标准值

c_{a1} ----- 锚栓的近端边距

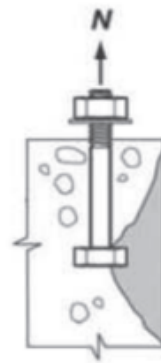
ϕ ----- 锚栓抗拉承载力分项系数，默认值为 0.7。

当远端边距小于 3 倍近端边距或锚栓间距小于 6 倍近端边距时，上述承载力应考虑以下折减系数：

$$r_c = \min\left(\frac{1 + c_{a2}/c_{a1}}{4}, \frac{1 + s/6c_{a1}}{2}\right) \leq 1$$

式中： c_{a2} ----- 锚栓的远端边距

s ----- 锚栓间距



2 抗剪承载力

2.1 锚栓剪断破坏

如右图所示，锚栓剪断破坏是指锚栓在剪力作用下螺杆被剪断的破坏形式。该抗剪承载力主要与锚栓的抗拉强度和螺杆的有效截面面积有关，具体如下：

$$\phi V_{sa} = \phi 0.6 A_{se,V} f_{uta} \quad (\text{ACI 318-14 式 17.5.1.2b})$$

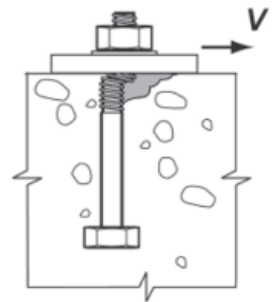
式中： V_{sa} ----- 锚栓剪断破坏的抗剪承载力标准值

$A_{se,V}$ ----- 螺杆在螺纹处的有效截面面积

f_{uta} ----- 锚栓的抗拉强度标准值， $f_{uta} = \min(f_{ub}, 1.9f_{yb}, 860\text{MPa})$ 。

ϕ ----- 锚栓抗剪承载力分项系数，默认值为 0.65。

注意，以上公式适用于无杠杆臂的纯剪破坏（即：底板与混凝土表面直接接触）。对于有杠杆臂的弯剪破坏（即：底板与混凝土表面之间灌注砂浆），以上公式应乘以折减系数 0.8。



2.2 混凝土边缘破坏

如右图所示，混凝土边缘破坏是指混凝土边缘在剪力作用下形成以锚栓轴为顶点的混凝土楔形体的破坏形式。混凝土边缘破坏类似于锥体破坏，单锚、群锚或群锚中的部分受剪锚栓均可出现此类破坏。

IDEA 可自动识别混凝土边缘破坏包含的锚栓数量和锚栓位置，以此校核群锚受剪区的总剪力设计值。该抗剪承载力主要与锚栓的边距和有效长度以及混凝土的强度等级有关，具体如下：

$$\phi V_{cbg} = \phi \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \psi_{ec,V} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} \psi_{h,V} V_b \quad (\text{ACI 318-14 式 17.5.2.1b})$$

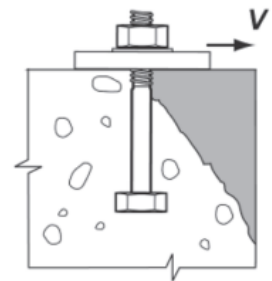
式中： V_{cbg} ----- 混凝土边缘破坏的抗剪承载力标准值

A_{vc} ----- 群锚抗剪时混凝土边缘破坏的实际投影面面积

A_{vco} ----- 单锚抗剪时混凝土理想边缘破坏的投影面面积， $A_{vco} = 4.5(c_{a1})^2$

V_b ----- 混凝土理想边缘破坏的单锚抗剪承载力标准值

ϕ ----- 锚栓抗剪承载力分项系数，默认值为 0.65。





$\psi_{ec,V}$ ----- 荷载偏心对抗剪承载力的影响系数，详见后文。

$\psi_{ed,V}$ ----- 锚栓边距对抗剪承载力的影响系数，详见后文。

$\psi_{c,V}$ ----- 混凝土条件对抗剪承载力的影响系数。开裂混凝土取 1.0；不开裂混凝土取 1.4。

$\psi_{h,V}$ ----- 混凝土厚度对抗剪承载力的影响系数

$\psi_{\alpha,V}$ ----- 剪力作用方向对抗剪承载力的影响系数

$$V_b = \min \left(9, 7 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^2 \sqrt{d_a} \right) \times \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad (\text{ACI 318-14 式 17.5.2.2})$$

式中： l_e ----- 锚栓抗剪承载长度， $l_e = h_{ef} \leq 8d_a$ 。

d_a ----- 锚栓螺杆的公称直径

c_{a1} ----- 沿剪力方向的锚栓边距。对于狭长分布的群锚， $c_{a1} = \max(c_{a2}/1.5, h_a/1.5, s/3)$ 。

h_a ----- 混凝土厚度

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + 2e'_V / 3c_{a1}} \leq 1 \quad (\text{ACI 318-14 式 17.5.2.5})$$

式中： e'_V ----- 群锚受剪区总剪力的合力作用点相对于群锚几何中心的偏心距，如图 2 所示。

上述公式用于考虑偏心剪力作用下群锚受剪区总剪力的偏心对抗剪承载力的不利影响。

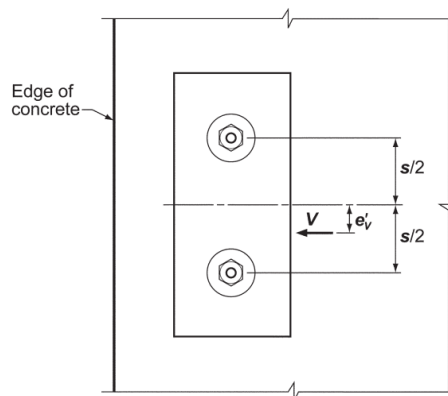


图 2 偏心剪力的偏心距示意图

$$\psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a2}}{1.5c_{a1}} \leq 1 \quad (\text{ACI 318-14 式 17.5.2.6})$$

式中： c_{a2} ----- 垂直于剪力方向的锚栓边距

上述公式用于考虑邻近混凝土边缘的锚栓对抗剪承载力的不利影响。

$$\psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \geq 1 \quad (\text{ACI 318-14 式 17.5.2.8})$$

式中： h_a ----- 混凝土厚度

混凝土厚度 h_a 与边缘破坏的实际投影面面积 A_{Vc} 密切相关，上述公式用于修正混凝土厚度对锚栓抗剪承载力的影响。

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_v)^2 + (0.5 \sin \alpha_v)^2}} \geq 1$$

式中： α_v ----- 群锚受剪区总剪力与破坏边缘的法线之间的夹角（ $0^\circ \leq \alpha_v \leq 90^\circ$ ），如下图所示。

上述公式用于考虑群锚受剪区总剪力与破坏边缘法线之间的夹角对抗剪承载力的影响。如图 3 所示，由于有效剪力小于总剪力，锚栓的抗剪承载力可适当提高。

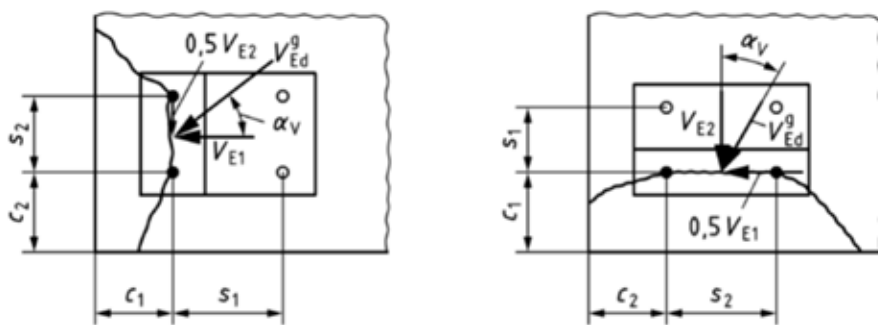


图3 剪力作用与边缘法线的夹角示意图

2.3 混凝土剪撬破坏

如右图所示，混凝土剪撬破坏是指混凝土在剪力作用下沿反方向被锚栓撬起的破坏形式。该抗剪承载力主要与锚栓的有效锚固深度和混凝土锥体破坏的抗拉承载力有关，具体如下：

$$\phi V_{cpg} = \phi k_{cp} N_{cpg} = \phi k_{cp} N_{cbg} \quad (\text{ACI 318-14 式 17.5.3.1a})$$

式中： k_{cp} ----- 当 $h_{ef} < 63.5mm$ 时，取 1.0；当 $h_{ef} \geq 63.5mm$ 时，取 2.0。

N_{cbg} ----- 混凝土锥体破坏的抗拉承载力标准值

ϕ ----- 锚栓抗剪承载力分项系数，默认值为 0.65。

3 拉剪联合作用

$$\left(\frac{N_{ua}}{N_n} \right)^{\zeta} + \left(\frac{V_{ua}}{V_n} \right)^{\zeta} \leq 1.0 \quad (\text{ACI 318-14 式 17.6.3})$$

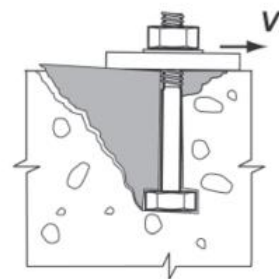
式中： N_{ua} ----- 锚栓的拉力设计值

V_{ua} ----- 锚栓的剪力设计值

N_n ----- 锚栓抗拉承载力设计值的最小值

V_n ----- 锚栓抗剪承载力设计值的最小值

ζ ----- 取 5/3



4 算例演示

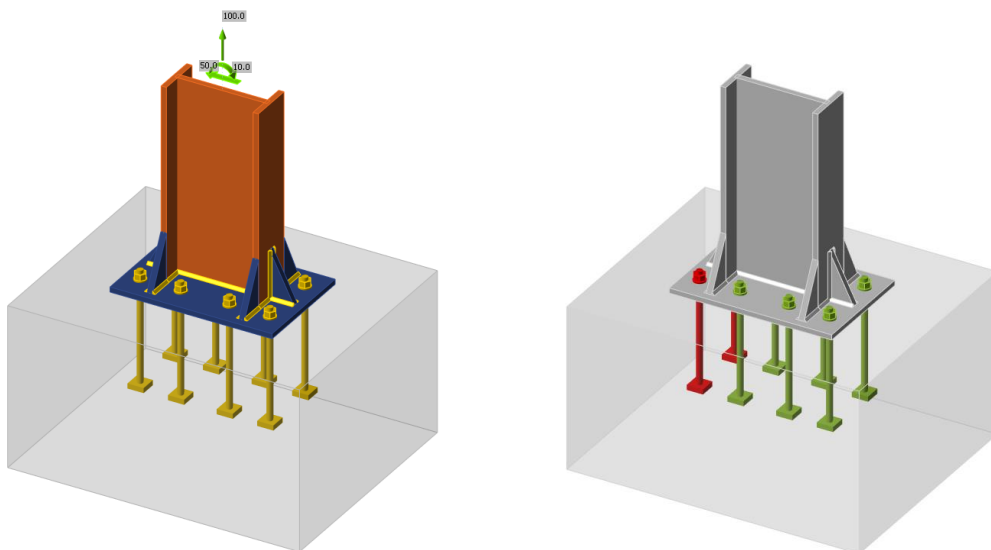


图4 基于美标的柱脚节点承载力校核



如图 4（左）所示的外露式刚接柱脚采用扩宽板形式的加劲板加强柱脚刚度，底板与混凝土基础直接接触并布置两排四列共八个锚栓，柱底内力包括弯矩、轴压力和剪力。该柱脚节点基于美标的整体校核结果如图 4（右）所示，以红色标识的锚栓表明未通过校核。以下通过 IDEA 的计算报告说明其设计过程。

对于锚栓拉断破坏的抗拉承载力，由于锚栓的抗拉强度小于 1.9 倍的屈服强度和 860MPa，故实际锚栓的抗拉强度标准值取偏于保守的较小值（825MPa）。同时，参与承载力计算的有效截面面积（215mm²）小于毛截面面积 285mm²。

$$\phi N_{sa} = \phi \cdot A_{se,N} \cdot f_{uta} = 124.4 \text{ kN} \geq N_f = 22.2 \text{ kN}$$

Where:

$\phi = 0.70$ – resistance factor

$A_{se,N} = 215 \text{ mm}^2$ – tensile stress area

$f_{uta} = 825.0 \text{ MPa}$ – specified tensile strength of anchor steel:

- $f_{uta} = \min(860 \text{ MPa}, 1.9 \cdot f_{ya}, f_u)$, where:
 - $f_{ya} = 634.3 \text{ MPa}$ – specified yield strength of anchor steel
 - $f_u = 825.0 \text{ MPa}$ – specified ultimate strength of anchor steel

对于锚栓拔出破坏的抗拉承载力，混凝土强度等级 4000psi 即抗压强度标准值为 27.6MPa，方形锚板的承载面积应扣除螺栓的毛截面面积。具体计算过程如下所示：

Concrete pullout resistance (ACI 318-14 – 17.4.3)

$$\phi N_{pm} = \phi \cdot \Psi_{c,P} \cdot N_p = 354.5 \text{ kN} \geq N_f = 22.2 \text{ kN}$$

Where:

$\phi = 0.70$ – resistance factor

$\Psi_{c,P} = 1.00$ – modification factor for concrete condition

$N_p = 506.5 \text{ kN}$ – basic concrete pullout strength for headed anchor:

- $N_{pr} = 8 \cdot A_{brg} \cdot f'_c$, where:
 - $A_{brg} = 2296 \text{ mm}^2$ – bearing area of the head of stud or anchor bolt
 - $f'_c = 27.6 \text{ MPa}$ – concrete compressive strength

对于混凝土锥体破坏的抗拉承载力，由于当前锚栓布置的四个边距均小于 1.5 倍的锚固深度（305mm），故实际的有效锚固深度（186mm）由螺栓边距和间距控制，如下所示。IDEA 基于全部锚栓（A1~A8）计算群栓抗拉承载力，注意，偏心拉力的沿 Y 方向的偏心距 98mm，即：弯矩与轴向拉力的比值 10kNm/100kN=100mm。

$$h_{ef} = \min(h_{emb}, \max(\frac{c_{a,max}}{1.5}, \frac{s}{3})) = 186 \text{ mm} - \text{depth of embedment, where:}$$

- $h_{emb} = 305 \text{ mm}$ – anchor length
- $c_{a,max} = 279 \text{ mm}$ – maximum distance from the anchor to one of the three closest edges
- $s = 190 \text{ mm}$ – maximum spacing between anchors

本算例中控制承载比来自于剪力作用下的混凝土边缘破坏。锚栓 A1 和 A2 位于沿剪力方向的混凝土边缘，抗剪承载力 46.2kN 小于总剪力 50kN，如下所示。为了提高柱脚节点的抗剪承载力，可以增大混凝土基础的平面尺寸或混凝土深度，也可以调整锚栓位置或增加锚栓数量。

Concrete shear breakout check (ACI 318-14 – 17.5.2)

The check is performed for group of anchors that form common shear breakout cone: A1, A2

$$\phi V_{cbg} = \phi \cdot \frac{A_{Vc}}{A_{Vc0}} \cdot \Psi_{ec,V} \cdot \Psi_{ed,V} \cdot \Psi_{c,V} \cdot \Psi_{h,V} \cdot \Psi_{\alpha,V} \cdot V_{br} = 46.2 \text{ kN} < V_g = 50.0 \text{ kN}$$

如下所示，锚栓边距对抗剪承载力的影响系数为 0.92。如果该系数等于 1，抗剪承载力等于 46.2/0.92=50.2kN>50kN，即可通过校核。因此，可以尝试增大垂直于剪力方向的锚栓边距直至大于 254x1.5=381mm，也就混凝土基础沿垂直剪力方向增加约 100mm 即可。限于篇幅，关于本算例的更多内容本文不一一阐述。



$\Psi_{ed,V} = 0.92$ – modification factor for edge effect:

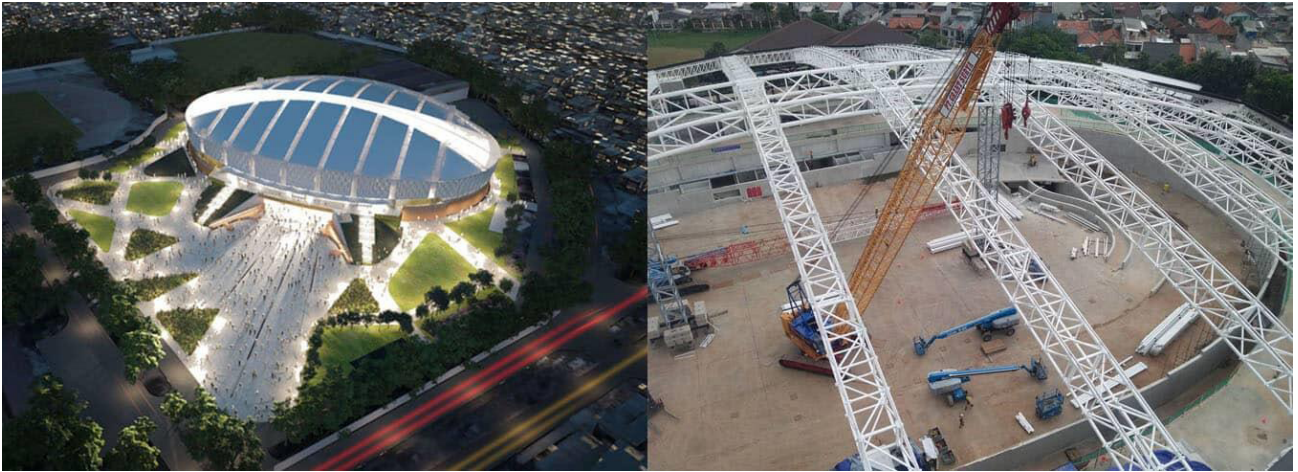
- $\Psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_{a2}}{1.5 \cdot c_{a1}} \leq 1$, where:
 - $c_{a1} = 254 \text{ mm}$ – edge distance in direction of the load
 - $c_{a1} = 254 \text{ mm}$ – edge distance in direction of the load
 - $c_{a2} = 279 \text{ mm}$ – edge distance in direction perpendicular to the load

5 小结

本文详细介绍了 IDEA 基于美标 ACI 318-14 的锚栓承载力计算原理和注意事项，具体包括：拉力作用下的锚栓拉断破坏、混凝土锥体破坏、锚栓拔出破坏、混凝土锥体侧鼓破坏以及剪力作用下的锚栓剪断破坏、混凝土边缘破坏、混凝土剪撬破坏。希望以上内容可以帮助众多 IDEA 用户及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美标的钢结构柱脚节点的设计与校核问题。

参考资料

- [1] ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete
- [2] AISC 360-10: Specification for Structural Steel Buildings
- [3] <https://www.ideastatica.com/support-center/design-check-of-anchors-according-to-aisc>



工程应用常见问题 案例解析

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

目标力的迭代

本案例介绍了对于较复杂的索结构，在保证收敛性及合理收敛容差范围内，如何快速为索结构指定目标索力。



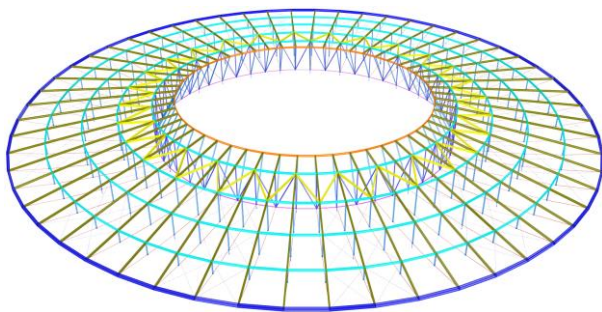
使用软件/SOFTWARE

SAP2000 V22.2.0

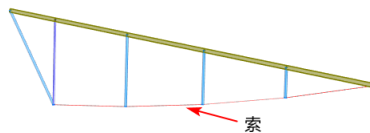


模型简介/MODEL

如下所示的椭圆索承网格结构，结构长轴为 255m 短轴为 235m。下侧采用张弦梁结构，共有 56 根索。



整体结构



单片张弦梁结构



问题描述/PROBLEM

采用降温的方式可以正常的对结构施加索力，但是施加温度需要多次迭代索力不容易控制。现在通过目标力工况进行施加索张力时，即使将目标力设为 100kN，目标力工况也很难收敛，该如何解决？





解决办法/SOLUTION

关于目标工况无法收敛的处理请查看技术通讯文章“[索单元应用的几个常见问题](#)”。对于此结构索的数量较多，各个索力之间也会相互影响，如果指定索的目标力和收敛误差不合适很容易引起收敛性问题。对于此类结构可采用流程图中的方法来快速地为结构指定目标力。

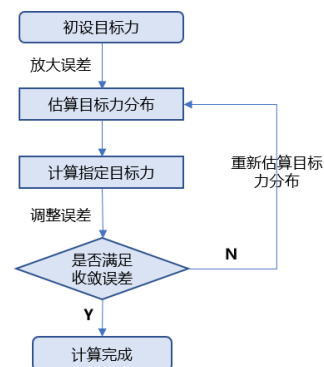
首先找到结构中的控制索，并确定其需要施加的目标索力。对于非控制索的索力可以设为和控制索的索力一致，但是需要设置较大的收敛容差，以保证计算收敛性。

计算收敛后可以提取结果，得到各个索的索力分布比例。依据索力分布比例和控制索的目标索力，可计算出当控制索达到目标力时非控制索的目标力。然后将该计算出的目标力重新指定给各个索，调整收敛容差。如果在设定的收敛容差内能收敛，则计算完成。否则需要重新估算目标力分布，然后调整目标力再次计算，直到达到指定的收敛容差。

对于本例可通过上述方法为结构指定目标索力。这里假设该结构长轴方向最长的索 1023#索为控制索（对于控制索可依据要求指定），该索需施加的目标索力为 500KN。

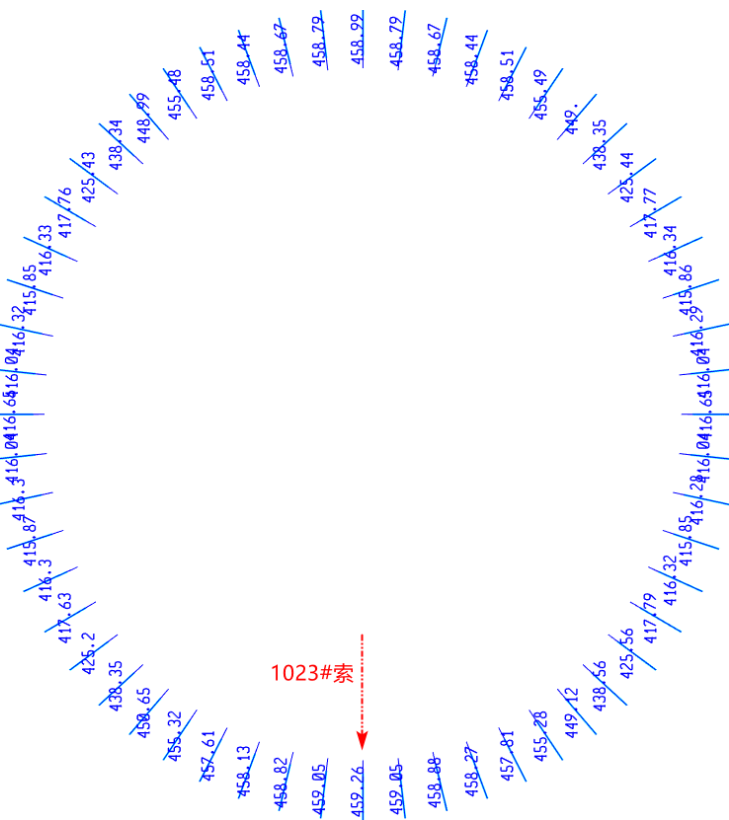
（一）估算合理目标力

首先为所有索指定 500KN 的目标力，将收敛容差设置为一个较大的数值，这里设置为 0.2。由于设置的收敛容差较大，因此迭代数可以不用设置的太大，这里设置为 100 次，如下左图所示。运行分析，此时程序比较容易收敛，查看分析日志可知该工况是在第 73 次迭代后收敛，收敛后各个索的索力计算结果如下图右侧所示。



非线性参数

求解控制	
Solution Scheme	Iterative Event-to-Event
Maximum Total Steps (Static Only)	200
Maximum Null Steps (Static Only)	50
ETE 集中容差 (相对值)	0.01
Maximum Events per Step	24
常刚度迭代的最大次数	10
NR 迭代的最大次数	40
迭代收敛容差 (相对值)	1.000E-04
线性搜索	
线性搜索 - 单次迭代的最大次数	
线性搜索 - 可接受容差 (相对值)	
线性搜索 - 步长系数	
Stop when Exceed Max Events per Step	
Minimum Event Step Size	
Maximum Null Events per Step	
Use Correction for Large Unbalance (Static Only)	
目标力迭代	
最大迭代次数	100
相对收敛容差	0.2
加速因子	1.
不收敛时继续分析	No

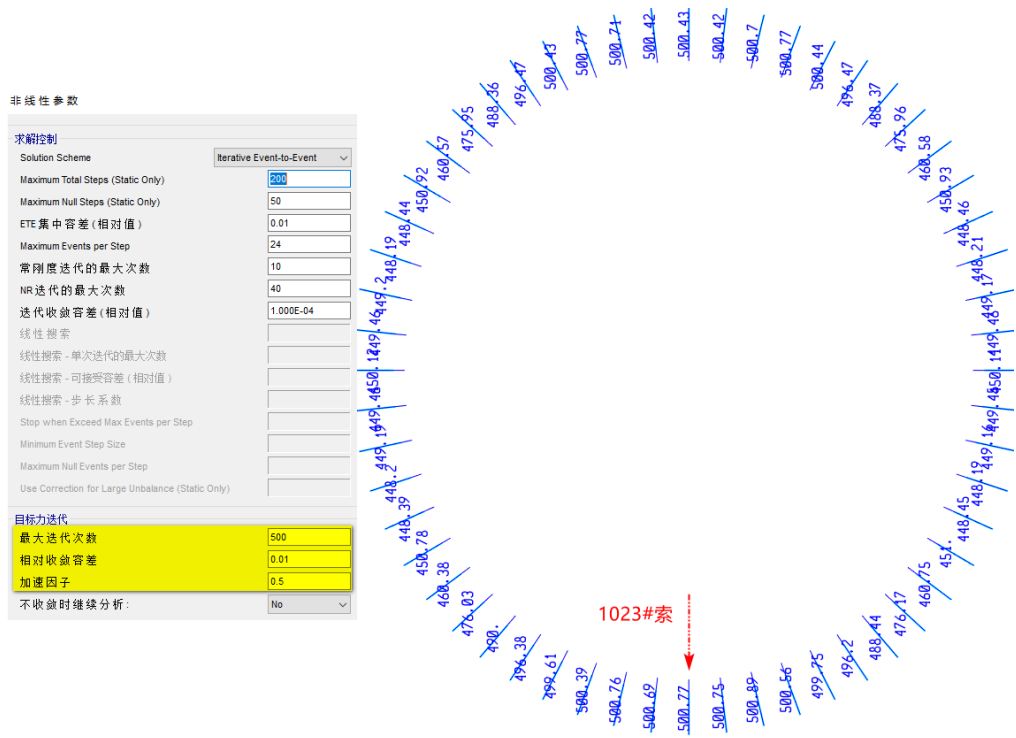


由上图可以看到虽然索力收敛了，但是我们关心的第1023#索的索力为 459.26KN，与设定的目标索力 500KN 具有较大的差距，不符合要求。但是此时各个索的索力分布的比例是符合真实条件的，即当 1023#索的索力达到 500KN 时与索力为 459.26KN 时各个索力之间的比例关系基本不变。将1023#索力 459.26KN 放大 1.089 倍，增加加到 500KN 时，其余索的索力也相应增加 1.089 倍。故将各个索的索力导出到 excel 表格，将各个索的索力放大 1.089 倍后作为调整后的目标力，重新迭代计算。

Frame	OutputCase	P	调整比例	调整后目标力
1118	Target- 试算	417.627		454.6777832
1135	Target- 试算	425.198		462.9204627
1149	Target- 试算	438.349		477.2381852
1162	Target- 试算	450.646		490.6261432
1174	Target- 试算	455.322		495.7169857
1178	Target- 试算	457.61		498.2079712
1196	Target- 试算	458.133		498.7773704
1208	Target- 试算	458.823		499.5285854
1219	Target- 试算	459.046		499.7713693
1230	Target- 试算	459.256	1.0887174	500
1330	Target- 试算	417.794		454.859599
1347	Target- 试算	425.563		463.3178445
1361	Target- 试算	438.558		477.4657272
1374	Target- 试算	449.117		488.9614942
1386	Target- 试算	455.275		495.665816
1390	Target- 试算	457.811		498.4268034
1408	Target- 试算	458.269		498.9254359
1420	Target- 试算	458.879		499.5895335
1431	Target- 试算	459.051		499.7768129
1636	Target- 试算	416.039		452.9489
1651	Target- 试算	416.281		453.2123696
1665	Target- 试算	415.85		452.7431324
1673	Target- 试算	416.325		453.2602731

(二) 指定合理目标力，调整收敛误差

为便于指定目标力，可通过交互式数据表格将上述表格中的“调整后的目标力”指定到对应的索上。在目标力工况中将收敛误差调整为 0.01，将迭代次数设置为 500，然后再次运行分析。可以看到程序迭代到 386 次的时候已经达到了目标力设定的收敛误差范围内了，索力分布如下图所示，满足设定要求。



综上所述，当模型索力分布比较复杂，无法合理估计目标力的分布形式时，可通过放大目标力的收敛误差快速获得各个索的索力分配比例。然后依据控制索的目标索力，反算出各个索的目标力。调整收敛容差及迭代次数后，程序即可求解出目标力工况。采用此方式可比较便捷为复杂结构指定目标索力，并避免计算不收敛的问题。

编写：吕良

广告牌局部构件内力异常

本案例主要介绍利用结构力学的概念理解和分析在主体结构中局部构件内力异常的具体原因。



使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v22.2.0



模型简介/MODEL

如图 1 所示，广告牌的主体结构由工字形截面的梁柱组成，主体结构和面板之间以箱形截面的爪件相连。面板采用厚度为 1mm 的壳单元，主要用于传递水平向和竖向的风荷载。

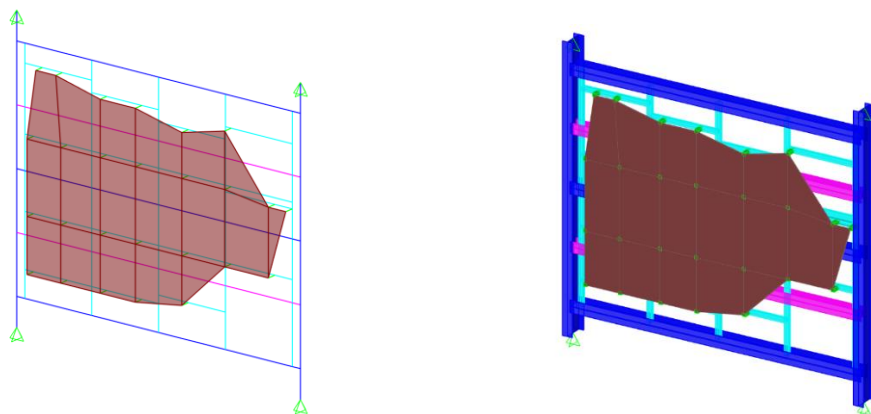


图 1 广告牌结构示意图



问题描述/PROBLEM

第一，运行结构分析后，SAP2000 在日志文件中提示关于“精度丢失”的警告信息，如下所示。

```

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

TYPE LABEL DOF X-COORD Y-COORD Z-COORD PROBLEM VALUE
-----
Joint 52 RZ .000000 0.260000 .000000 Lost accuracy 15.7 digits
Joint 22 RZ 8.700000 0.260000 -0.800000 Lost accuracy 15.5 digits
    
```

第二，在作用于面板的竖向荷载作用下，结构剪力图和轴力图均存在局部突变的异常现象，如图 2 所示。

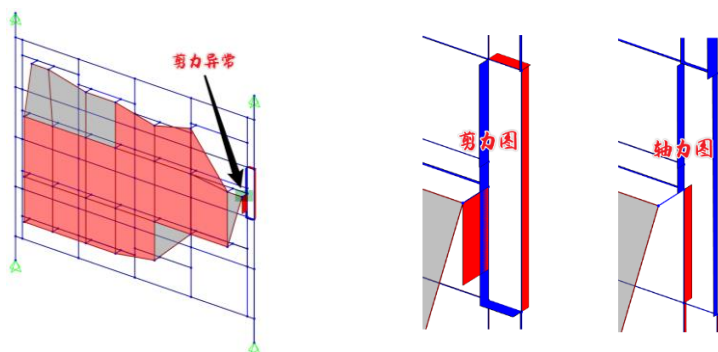


图 2 局部杆件内力异常



解决办法/SOLUTION

第一，该警告信息与结构最外侧立柱的顶部和底部的支座条件有关。如图 3 所示，水平梁在两端节点处释放平面外弯矩 M_2 ，即：水平梁对两侧立柱绕柱轴线的刚体转动无约束。同时，两侧立柱的顶部和底部支座为仅约束三个平动自由度的固定铰支座，该支座条件同样未有效约束两侧立柱绕柱轴线的刚体转动。

综上，该立柱可绕自身轴线发生任意刚体转动，结构刚度矩阵存在局部奇异性，计算精度将有所丢失。对于该问题，建议选中两侧立柱顶部和底部的四个节点，在【指定节点支座】对话框中同时勾选三个平动自由度和绕 Z 轴的转动自由度。对于默认的节点局部轴，绕 Z 轴的转动自由度即“转动 3”，如图 4 所示。

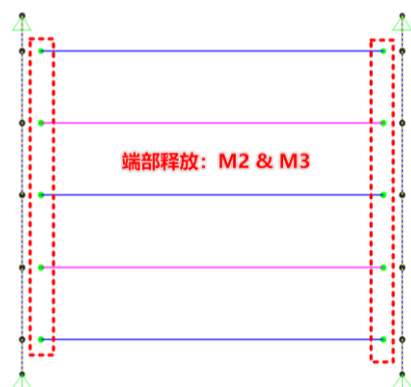


图 3 水平梁端部释放示意图



图 4 【指定节点支座】对话框

第二，剪力异常的爪件直接与立柱相连，而其余爪件均交于简支梁的内部，如图 5 所示。简支梁弯曲变形产生的挠度(3.39)远大于立柱轴向变形产生的竖向位移(0.38)，二者几乎相差一个数量级，如图 6 所示。因此，立柱对爪件的约束作用远大于简支梁对爪件的约束作用。根据结构力学中“约束越强，承载越大”的基本概念可知，直接与立柱相连的爪件必然承担更大的剪力，立柱轴力也会在此处突变甚至变号。

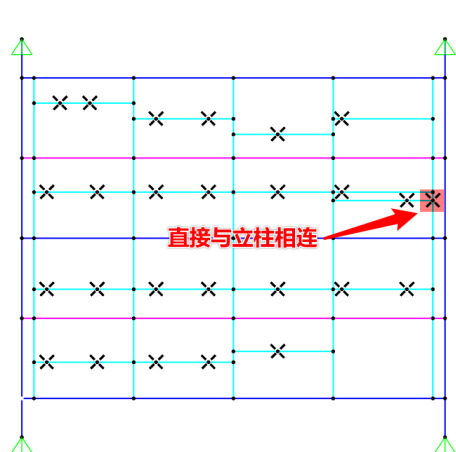


图 5 爪件连接位置示意图

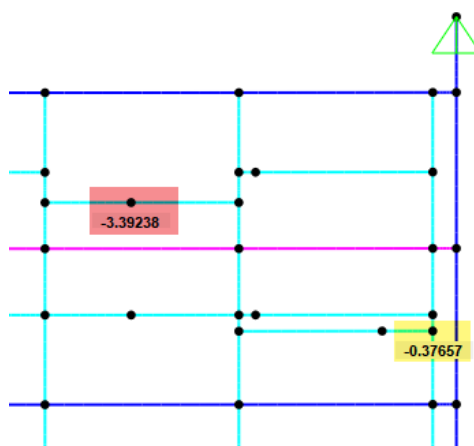


图 6 简支梁挠度 vs 柱间节点位移

编写：张志国

几何偏差对建模的影响

本案例主要介绍 SAP2000 中的构件几何位置与 IDEA 钢节点建模之间的关联性及其注意事项。



使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v22.0.0 & IDEA v20.1



模型简介/MODEL

如图 1 所示，单层钢框架结构在 SAP2000 中完成整体结构分析后，选择某梁柱节点及其相连构件导入 IDEA，继续完成关于钢结构节点的几何建模、节点分析与节点校核工作。

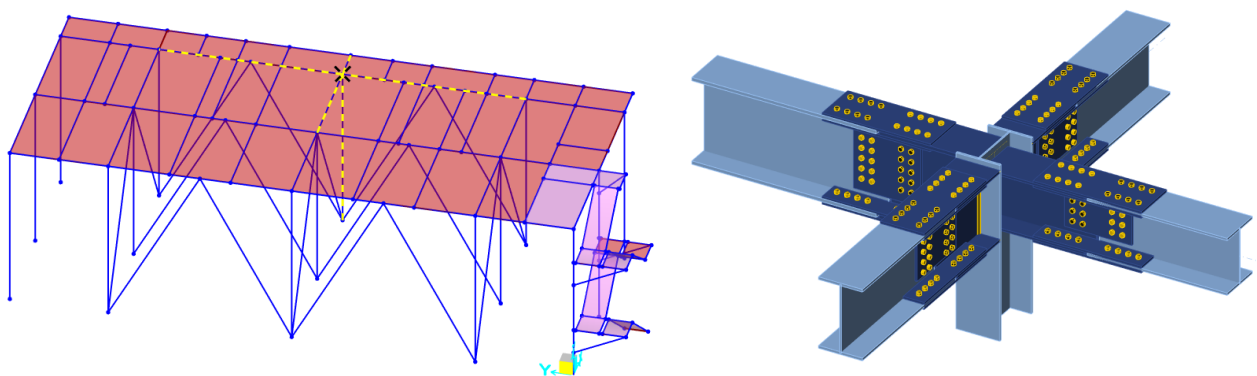


图 1 SAP2000 整体模型与 IDEA 节点模型



问题描述/PROBLEM

如图 2 所示，SAP2000 导入 IDEA 的梁柱节点存在一个无法完成的“梁切割”操作，但其余三个构件的类似操作均可完成顺利操作。

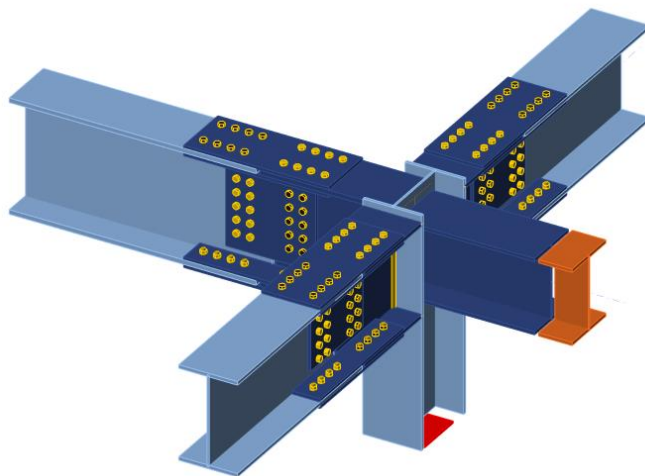


图 2 加强构件与水平梁的切割操作



解决办法/SOLUTION

利用加强构件（蓝色）无法切割水平梁（橘色）的原因在于：该水平梁的轴线并非严格沿整体坐标系的某一个坐标轴方向。如图 3 所示，在 SAP2000 中该水平梁的起点和终点的 Y 坐标存在微小差异（小数点后第三位），即：该水平梁并非严格沿整体坐标系的 X 方向。同理，IDEA 在导入该构件后也采用严格的定位向量保证完全一致的构件几何方向，如图 4 所示。注意，默认情况下，IDEA 中的构件长度采用两位小数，只有修改为三位及三位以上小数后才能观察到微小差异。

长度	1.3
线对象类型	直框架
起点 (I)	35
坐标系	GLOBAL
X	8.
Y	10.75
Z	6.5
终点 (J)	20
坐标系	GLOBAL
X	9.3
Y	10.7545
Z	6.5

SAP2000

图 3 SAP2000 水平梁几何信息

Position

Axis X [m]	1.0000	0.0035	0.0000
Axis Y [m]	0.0035	-1.0000	0.0000
Axis Z [m]	0.0000	0.0000	-1.0000
Connected by	Begin		
α - Rotation [°]	0.0		
Offset ex [mm]	0		
Offset ey [mm]	0		
Offset ez [mm]	0		

IDEA

图 4 IDEA 水平梁几何信息

在上述情况下，修改加强构件的三个偏移量只能对其整体平移，无法保证与水平梁保持同一轴线。如图 5 所示，加强构件和水平梁之间的角度偏差导致二者之间的切割操作无法完成。（注：以下角度偏差仅供示意，实际偏差远小于此）



图 5 加强构件与水平梁的角度偏差

为了解决该问题，建议在 IDEA 中基于水平梁添加加强构件，保证二者轴线重合。如图 6 所示，加强构件的原点为“构件 35（水平梁）”，加强构件的腹板与水平梁的腹板共面。在此基础上，加强构件的轴线必然与水平梁完全相同，后续的切割操作也可顺利完成。关于该操作的具体演示，推荐观看筑信达官网关于 IDEA 几何建模的教学短视频 -- “[梁柱节点 E](#)”。

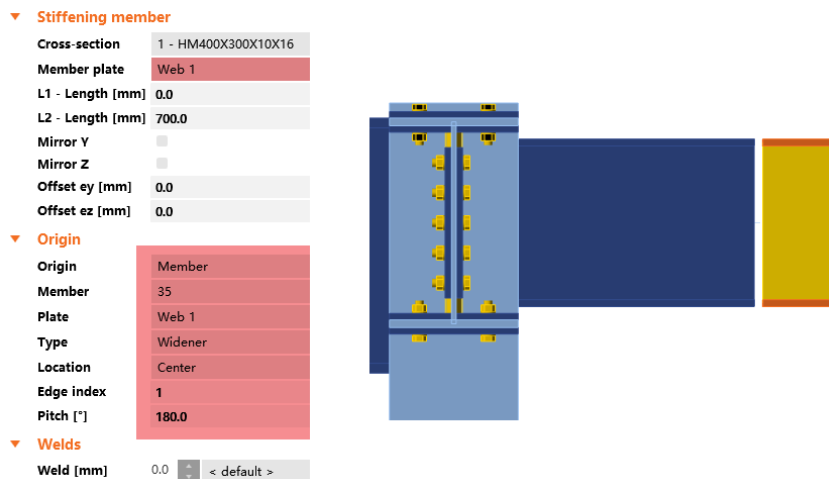


图 6 基于水平梁定义加强构件的几何方向

部分楼层结果无法输出

本案例主要介绍模型中部分楼层结果无法输出的原因与处理办法。



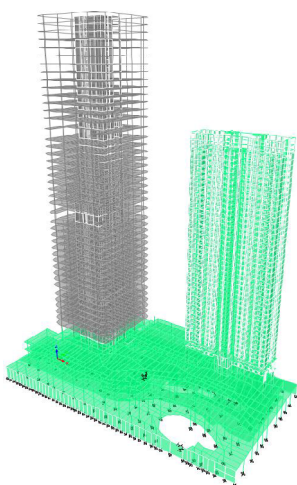
使用软件/SOFTWARE

ETABS V19.0.2



模型简介/MODEL

如下所示，从第三方软件导入的模型，在 ETABS 中补充塔设置，对于底部地盘与其中一个塔指定为 T1，另一个塔指定为 T2。



问题描述/PROBLEM

对于该双塔模型，T1 的结果可正常输出，T2 中 STORY20 往上的楼层结果缺失。

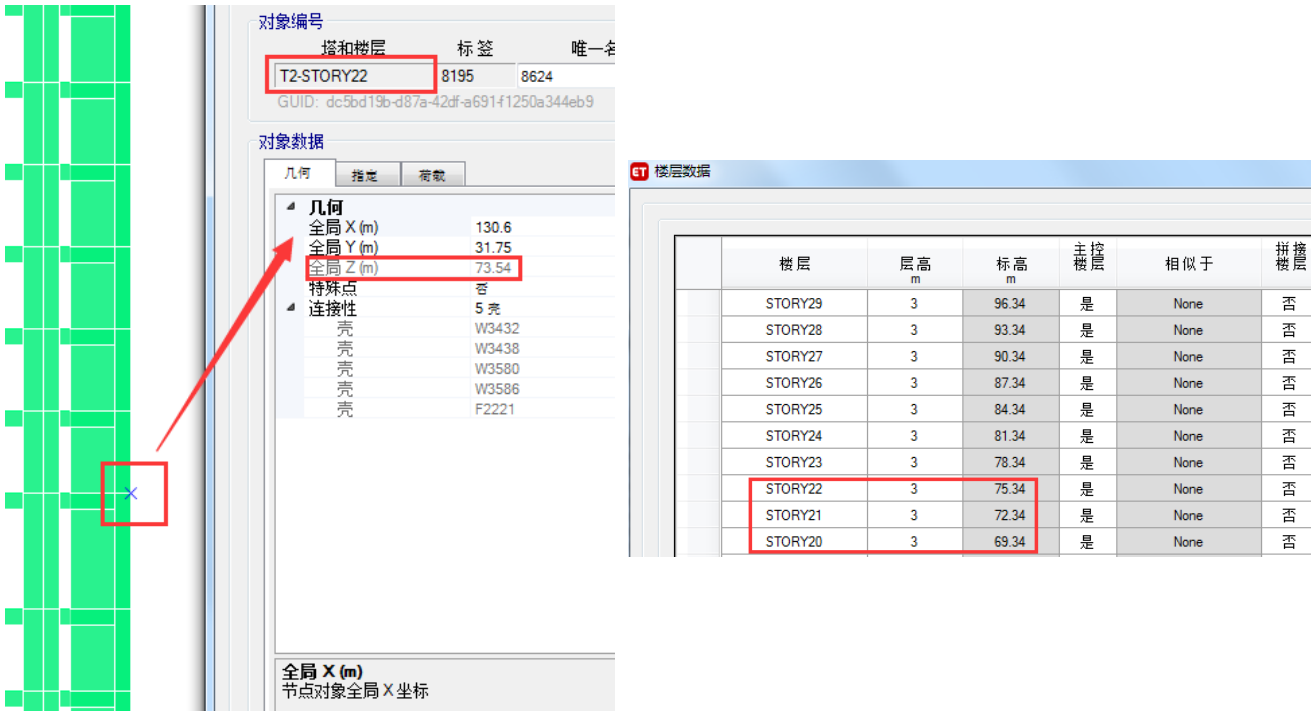
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN
T1-STORY9	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	19194.7256	1245.2693
T1-STORY8	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	19543.3333	1269.8081
T1-STORY7	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	19884.7215	1289.5818
T1-STORY6	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	20214.0645	1306.6453
T2-STORY20	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	7058.192	708.8233
T2-STORY19	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	7249.7148	798.7417
T2-STORY18	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	7452.7171	891.156
T2-STORY17	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	7666.2829	983.7194



解决办法/SOLUTION

该问题一般是由楼层数据定义有误造成。不论是否为多塔模型，ETABS 中的楼层指标都是基于楼层数据统计输出。该模型中存在楼层数据与构件位置不匹配的情况，如下图所示，T2-STORY22 的 Z 坐标为 73.54m，与 T2 楼层定义中的 STORY21 标高

72.34m、STORY22 标高 75.34m 均不匹配，这导致相关层的指标数据无法输出。



因此，需重新调整楼层数据，使程序能准确获取到楼层定义处的结果数据。建议采用以下两种办法：

添加新的塔属性 T3，该塔中楼层数据需与模型中节点坐标保持一致，再将构件指定到 T3，完成塔的指定；

若只想局部调整塔属性，可先将 T2 中的所有构件指定给其他塔（如 T1），使 T2 塔属性的调整不影响模型结构；然后，将 T2 中的楼层数据调整为与模型一致；最后，将构件指定回 T2。

当塔中楼层数据与模型中节点坐标一致后，可通过楼层数据调整层高。关于多塔指定的具体操作流程，可参考筑信达知识库“[多塔的指定](#)”。

调整后各层结果均可输出，如下：

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN
T2-STORY25	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	6432.6665	469.1921
T2-STORY24	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	6543.0808	465.4276
T2-STORY23	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	6672.2491	488.8099
T2-STORY22	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	6818.6051	537.0692
T2-STORY21	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	6980.961	604.4368
T2-STORY20	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	7158.3656	684.7011
T2-STORY19	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	7349.8418	772.7586
T2-STORY18	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	7554.0852	864.836
T2-STORY17	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	7769.6078	958.2132
T2-STORY16	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	7995.1584	1050.8937
T2-STORY15	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	8229.8037	1141.3507
T2-STORY14	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	8472.3437	1228.3621

实际上，创建模型时，应先定义楼层数据，再基于楼层数据绘制构件，可避免上述问题。

编写：刘慧璇

ETABS 剪力墙设计方法的选择

本案例主要介绍用 ETABS 进行剪力墙设计时报错的原因及其他常见问题。



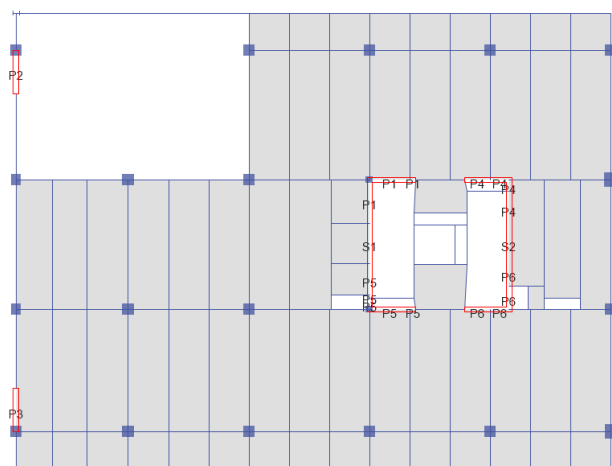
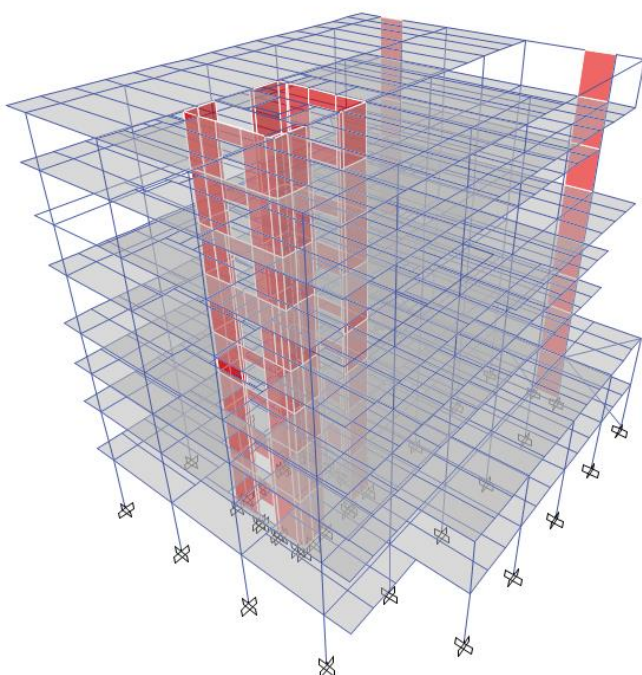
使用软件/SOFTWARE

ETABS V19.0.2



模型简介/MODEL

该模型为框剪结构，墙肢连梁标签标记如下图所示。



问题描述/PROBLEM

进行剪力墙设计时遇到一些问题，具体如下：

1. 采用简化法（Simplified C&T Section）设计墙肢时，出现右图所示的弹窗报错，原因是什么，应该如何解决？
2. 对于平面图左侧的 P2 和 P3，需要将端柱与墙体作为整体进行设计，应如何操作？

ETABS



Error during design of Pier P4 at A8

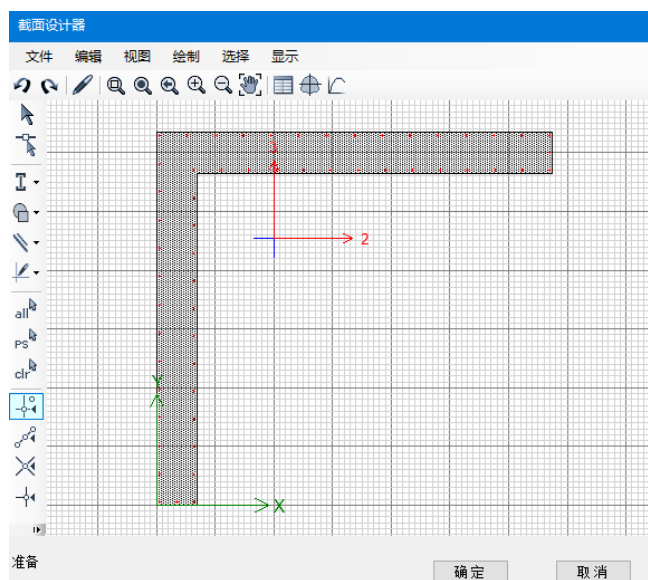
确定



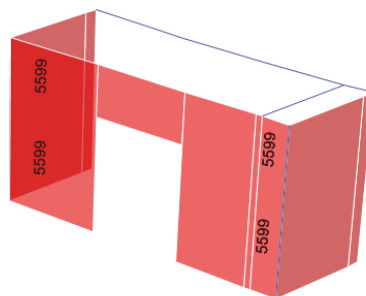
解决办法/SOLUTION

1. ETABS 提供三种墙肢设计方法选项，简化法（Simplified C&T Section）、均匀配筋法（Uniform Reinforcing Pier Section）和通用配筋法（General Reinforcing）。简化法的原理是将墙肢的轴力、弯矩等效为两端暗柱的轴力，并对暗柱进行配筋设计，故该方法适用于一字墙的设计；均匀配筋法和通用配筋法都是基于 P-M-M 相关面设计墙肢，故适用于各种类型的墙肢。

从模型平面图中可以看见，P1、P4、P5、P6 并不是一字墙，故采用简化法会出现弹窗报错，对此有两种解决办法：①对同一楼层内不同方向和位置的墙体，分别指定不同的墙肢标签，此时三种设计方法均可完成设计；②不调整墙肢标签，通过【设计>剪力墙设计>查看/修改墙肢覆盖项】调整设计方法，采用均匀配筋法或通用配筋法，完成整片墙肢的设计，如下图所示。

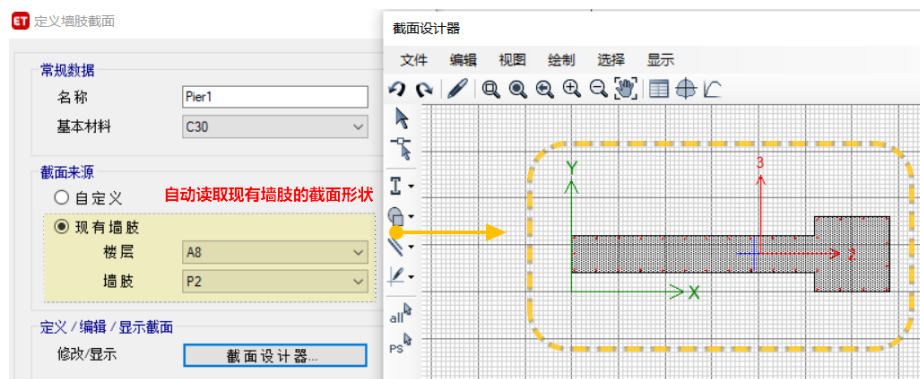


(a) 定义 L 形墙肢截面

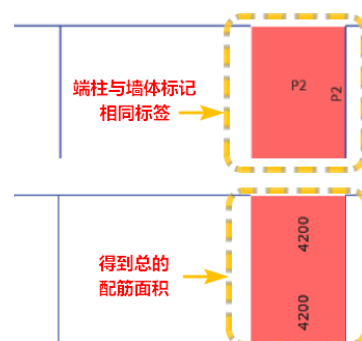


(b) L 形墙配筋结果

2. 对于该类型的墙肢，建议采用通用配筋法。首先，通过【指定>框架>墙肢标签】对端柱标记与墙体相同的墙肢标签，使端柱与墙体成为一片墙肢；然后，如图(c)，通过【设计>剪力墙设计>定义通用的墙肢截面】定义截面形状及布筋形式，并通过【设计>剪力墙设计>指定墙肢截面>通用配筋】将该墙肢截面指定给同类型的墙肢；最后，完成墙肢设计。



(c) 定义单肢墙肢截面



(d) 单肢墙配筋结果

关于 ETABS 中实现的三种剪力墙设计方法，更详尽的内容可参考筑信达技术通讯“[ETABS 美标剪力墙、连梁设计](#)”。

编写：刘慧璇

楼板温度应力异常

本案例主要介绍刚性隔板设置导致楼板温度应力异常的原因和解决方法。



使用软件/SOFTWARE

SAP2000V22.2.0



模型简介/MODEL

某大跨结构（图 1）采用 SAP2000 进行结构分析。

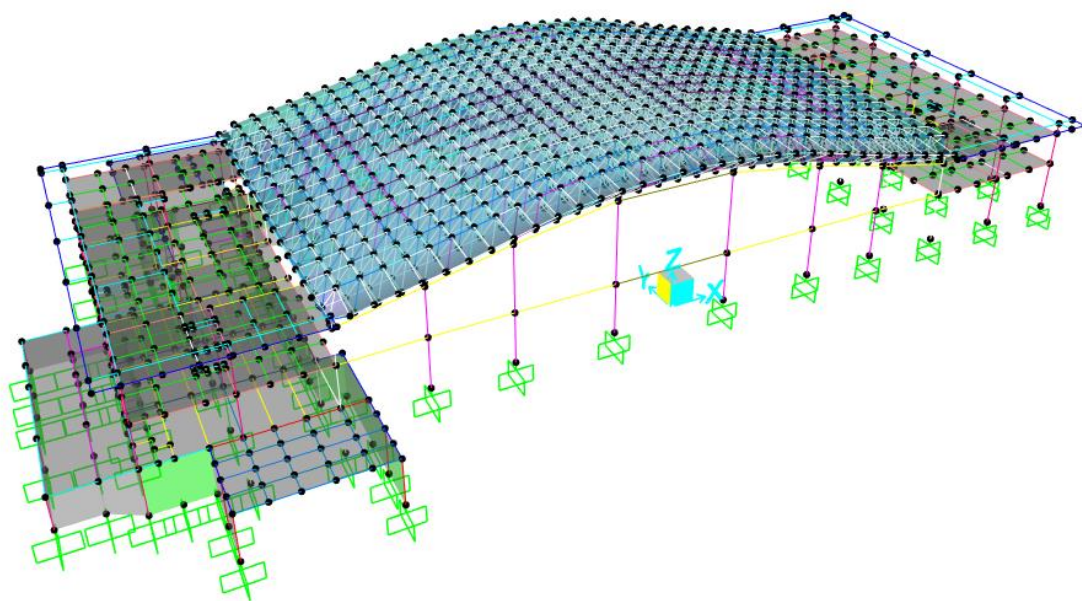


图 1 大跨结构模型



问题描述/PROBLEM

在温度工况 T_c 作用下混凝土板拉力异常，最高达 13.9MPa（图 2），请问是什么原因？

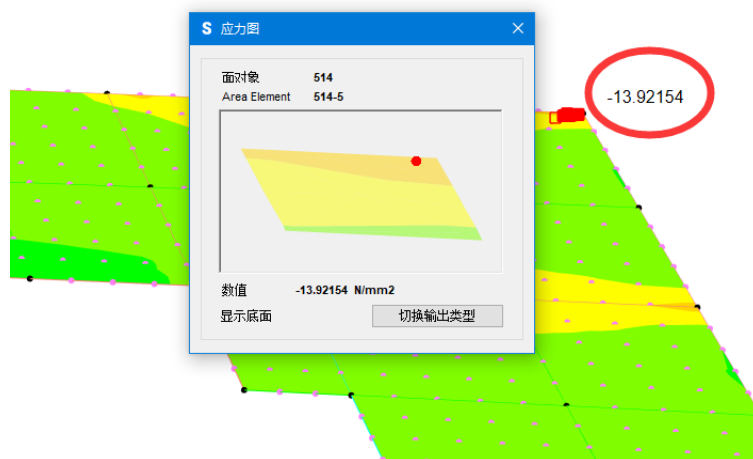


图 2 楼板在 T_c 温度作用下的应力



解决办法/SOLUTION

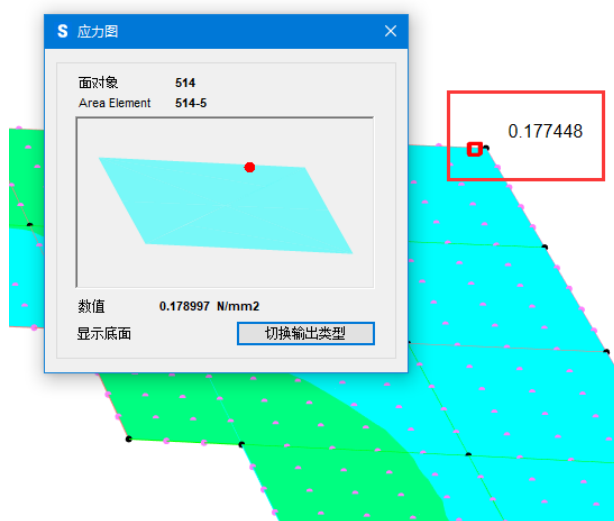
该模型通过节点定义了刚性隔板约束。刚性隔板假定楼板平面内刚度无限大，通过该假定，可有效降低结构自由度，提高电算效率。一方面刚性隔板的设置可以让程序自动计算风荷载受荷范围和地震作用的偶然偏心距离；另一方面计算结构的“整体大指标”也需要设置刚性隔板。但是，由于刚性隔板的存在，使得温度作用下楼板的面内变形被刚性隔板完全约束，楼板的面内变形得不到释放，因此板的应力变得非常大。

SAP2000 提供了“准刚性隔板”的功能（图 3）。当设置了准刚性隔板后，程序依然能够自动计算风荷载和地震作用，而楼板的刚度是面内的真实刚度。

将模型的隔板改为准刚性隔板后，可查看相应的楼板在温度工况 T_c 作用下的应力（图 4）。从图 4 中可以看出，楼板的应力大大减小，符合预期。



图 3 准刚性隔板设置

图 4 楼板在 T_c 作用下的应力（设置准刚性隔板后）

编写：郑翔

桁架弦杆轴力过小

本案例主要介绍桁架弦杆轴力过小的产生原因及解决办法。



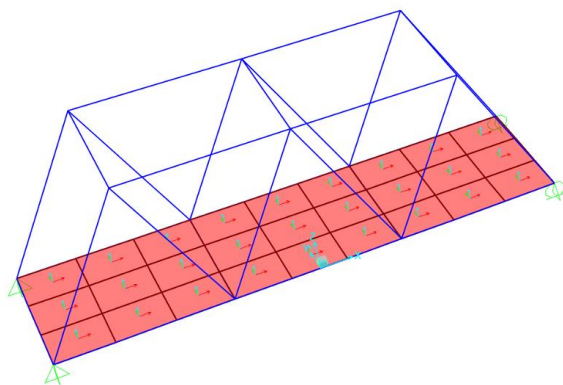
使用软件/SOFTWARE

SAP2000v22.2.0



模型简介/MODEL

某桁架，采用壳单元模拟下弦平面的楼板及传递荷载，对桁架进行结构分析。



问题描述/PROBLEM

经过计算后发现，输出的桁架下弦杆的轴力严重偏小（图1），请问是什么原因？有何解决办法？

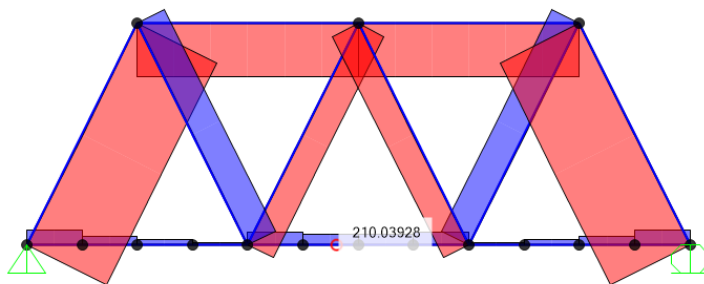


图1 桁架轴力图



解决办法/SOLUTION

本例的下弦平面的楼板使用了壳单元（既有面内刚度、也有面外刚度），由于壳单元存在面内刚度，则桁架整体变形时，壳单元的面内刚度分担了下弦杆的很大一部分轴力。对此，用户可将壳的面内刚度进行折减，使得壳分担到的轴力减小，从而使得下弦杆分担到的轴力增大。本例中的壳单元局部1轴沿着桁架弦杆方向（见图2），故只需要将f11折减即可（见图3），经壳刚度折减后的桁架轴力图见图4。可见，下弦杆轴力明显增加。

实际桁架结构中，下弦混凝土楼板往往采用压型钢板组合楼板、钢筋桁架组合楼板。对这种带楼板的桁架结构，往往不考虑楼板所分担的轴力，其主要原因是：楼板与桁架的整体性不好，前者是组合楼板，后者钢结构，两者往往通过栓钉连接。在桁架下弦承受很大轴力的情况下，很难保证两者共同作用，协调变形，微小的相对位移会导致轴力不能有效地大部分传递给楼板。基于上述原因，往往让桁架承担全部的轴力，偏安全设计。

对于此类结构的楼板，也可采用“膜单元+导荷至框架的均布面荷载+修正膜单元面内刚度”的方法，实现类似功能。当采用膜单元时，由于本例中膜不能进行网格剖分，膜的自重只能通过四个节点，以点荷载的形式，而不是以线荷载形式传递到桁架下弦杆。因此，当桁架楼板采用膜单元时，建议将膜的自重修正为0，同时把膜的自重折算为“导荷至框架的均布面荷载”施加在楼板上。以本案例为例，楼板采用膜单元，将f11折减并修正重量为0（见图5），自重折算为“导荷至框架的均布面荷载”。经计算，桁架轴力图见图6，与图4结果非常接近。关于楼板自重导荷至框架的实现，也可参考我们的知识库：[楼板自重导荷至框架](#)。

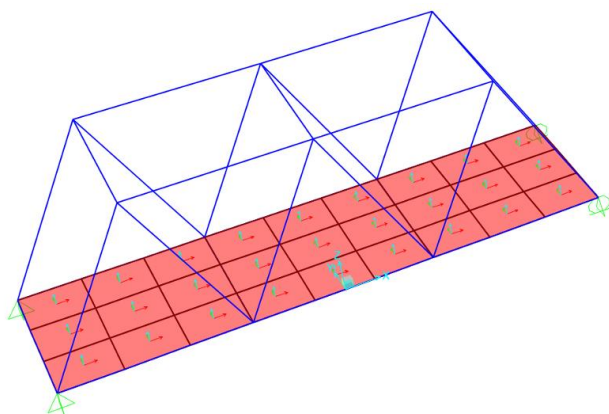


图2 壳单元的局部轴

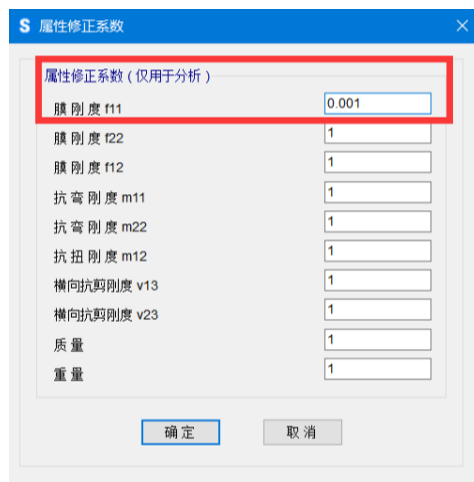


图3 修正壳单元的面内刚度 f11

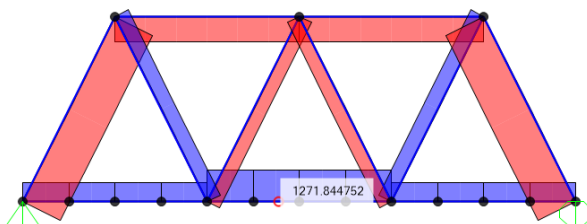


图4 桁架轴力图（壳刚度 f11 折减后）

实际工程中，若用户不需要对楼板进行应力分析，建议优先采用膜单元模拟楼板。这有两个优点：膜单元不需要进行网格剖分，当模型较大时，可减少计算量；膜单元没有面外刚度，下弦平面梁的计算弯矩会比壳单元模拟时偏大些。

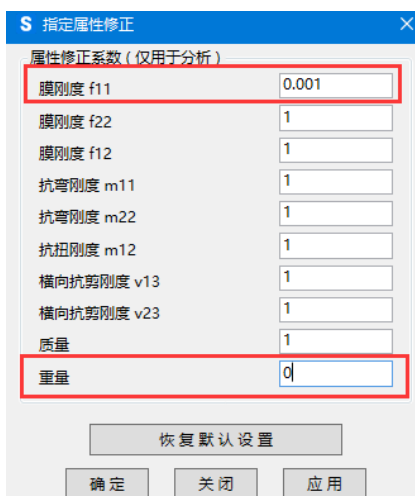


图5 修正膜单元的面内刚度 f11

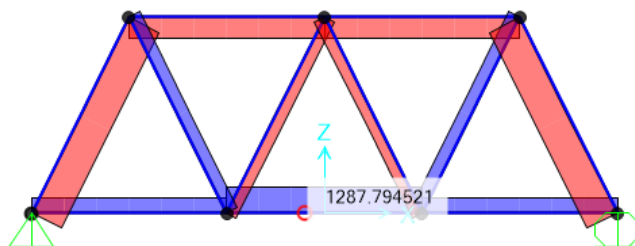


图6 桁架轴力图（膜刚度 f11 折减后）

钢混组合梁桥温度荷载

本例主要解释了当钢混组合梁桥离散为框架单元模型时，为桥梁指定整体升温后温度荷载显示异常的原因。



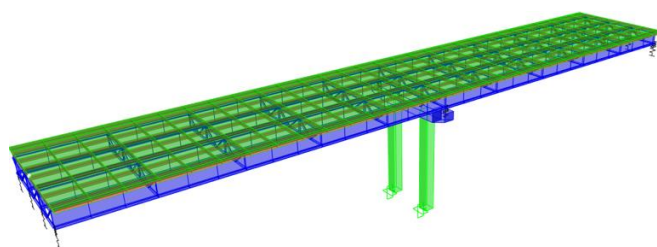
使用软件/SOFTWARE

CSiBridge V21.1.0



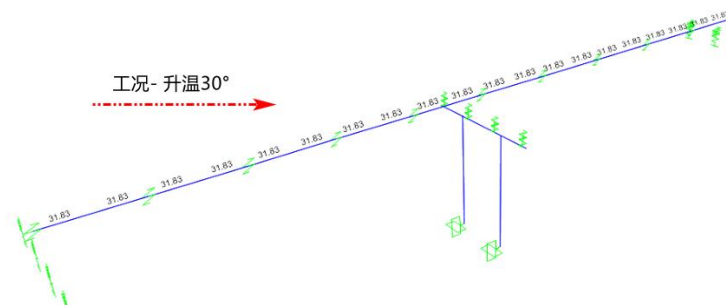
模型简介/MODEL

该模型为 $2 \times 30\text{m}$ 的 I 型钢混组合梁桥，其主梁采用框架单元来模拟。



问题描述/PROBLEM

现在给主梁指定整体升温 30° 的温度荷载，通过显示梁单元荷载来查看施加的温度荷载，却发现该主梁在工况“升温 30° ”下构件的温度荷载为 31.83° ，而不是 30° ，这是为何？



解决办法/SOLUTION

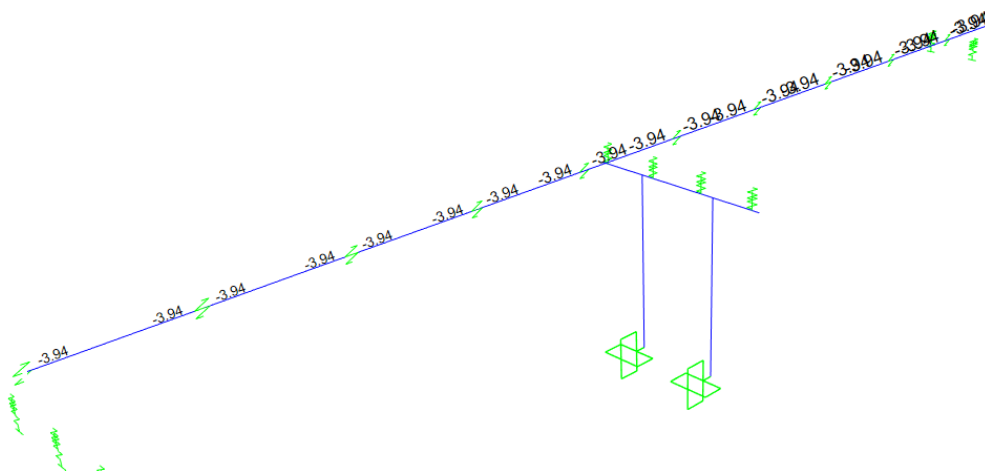
常规混凝土梁桥的材料主要由混凝土构成，热膨胀系数相同，因此整体升温 and 降温都时，各个部分的变化温度一致。与混凝土梁桥不同的是，钢混组合梁桥的主梁是主要由两种材料构成，钢材和混凝土。

当采用框架单元来模拟钢混组合梁桥，该截面属性仅能采用一种材料来表示，CSiBridge 一般是将钢材换算为混凝土。由于钢材的热膨胀系数是高于混凝土的，同时升高或降低相同的温度，钢材的产生的热膨胀或收缩都是大于混凝土的。因此在升高相同温度时，下侧钢材的变形是大于上侧混凝土的，类似同种材料的温度梯度效应。因此，如果要保证换算成一种材料后两者产生的效应相同，既需要考虑结构整体温度提升引起的内力，还需要考虑由于材料热膨胀系数不同而导致的内力。

对钢混组合梁桥指定整体升温后，如果将模型离散为框架单元，程序会对框架单元同时施加的整体升温 and 温度梯度荷载来模拟钢混组合梁桥的整体升温效应。而问题描述中仅查看的是框架单元的整体升温的荷载，其实该工况中还包含了温度梯度荷载，如下所示。

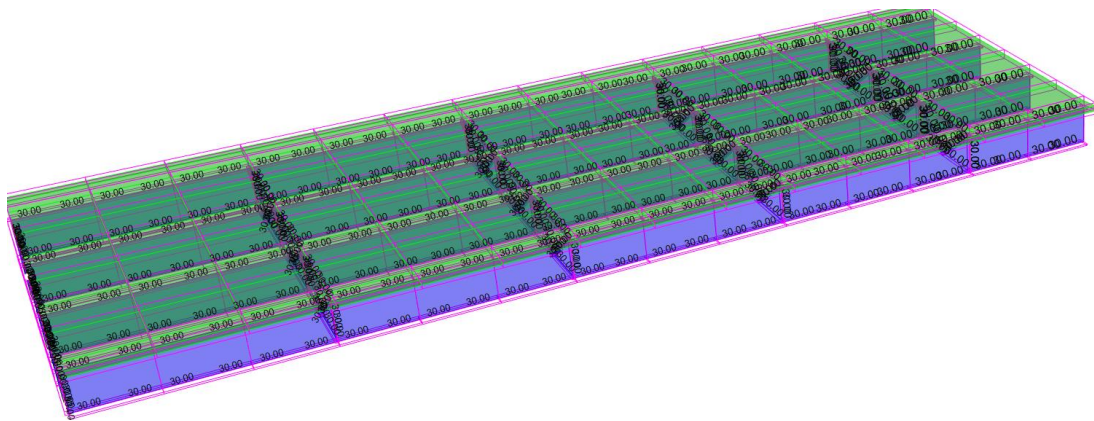


荷载工况 升温 30



温度梯度荷载

如将上述模型离散为板壳单元，再次查看结构温度荷载，可以看到各个构件的温度荷载为 30° 如下图所示，与工况设定相一致。



由于钢混组合梁截面的特殊性，建议用户在模拟钢混组合梁的车辆荷载、温度荷载、阶段施工分析等效应时，采用板壳单元来模拟主梁，此时主梁和顶板可分别采用不同的材料和单元来模拟，其计算结果也将更接近真实值。

编写：吕良

新增及改进功能

SAP2000 23.1.0 新增及改进功能

分析功能

- 针对输出步数量较大的非线性荷载工况，对象组的单元非线性能量以及基底反力数据表格的读取速度进一步提升。
- 采用高级求解器或多线程求解器的计算速度进一步提升，包括非线性静力分析、非线性多步静力分析以及直接积分法的非线性时程分析。

设计功能

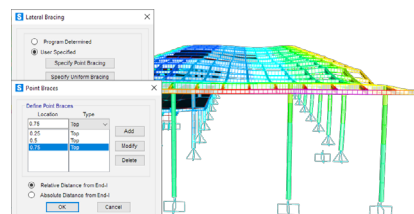
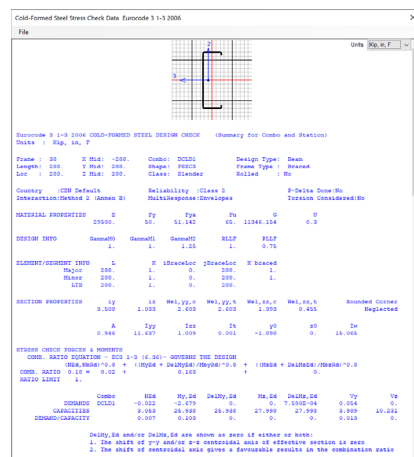
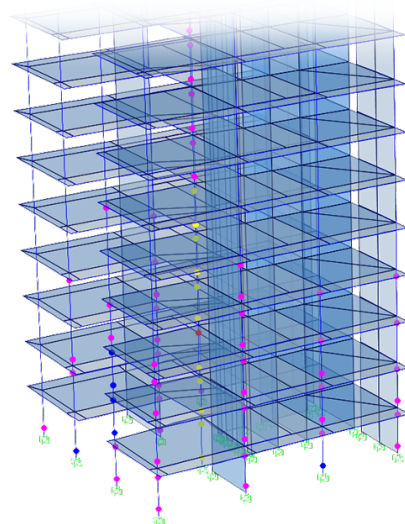
- 新增基于欧标 Eurocode 3 1-3:2006 的冷弯薄壁型钢结构设计功能
- 新增基于美标 ACI 318-19 的混凝土结构设计功能
- 自动增大柱弯矩使柱配筋满足梁 / 柱承载比的抗震要求，基于 Eurocode3、NTC 2008 和 NTC2018 的钢框架设计进一步提高支撑段端弯矩的计算精度。

中国规范相关的设计功能改进

- 中国钢材 Q345 更新为 Q355
- 更正了 Gamma_0 的注释文字并修复其数值输出的显示问题
- 完善对不同长度钢筋混凝土柱的端部识别，确保柱的内力调整系数正确
- 完善 API 函数以便提取更多设计参数

.....

[点击了解更多功能特性](#)





Powered by **SAPFIRE**

CsiBridge[®] v23

BRIDGE ANALYSIS, DESIGN AND RATING

新增及改进功能

CsiBridge 23.1.0 新增及改进功能

分析功能

- 针对包含大量移动荷载影响点的框架模型，提高移动荷载的分析速度
- 采用高级求解器或多线程求解器的计算速度进一步提升，包括非线性静力分析、非线性多步静力分析以及直接积分法的非线性时程分析。

桥梁设计与评估

- 根据新西兰桥梁指南 NZTA 新增预制 T 梁（Super-T）的上部结构设计功能

桥梁建模

- 新增基于相交点数据的布局线定义
- 新增预制 T 梁（Super-T）的主梁参数化模板可定义详细的钢束布置
- 新增的任务脚本可自动将多个分析、设计和生成报告操作集成在单个命令中，以加快迭代任务的执行速度

荷载

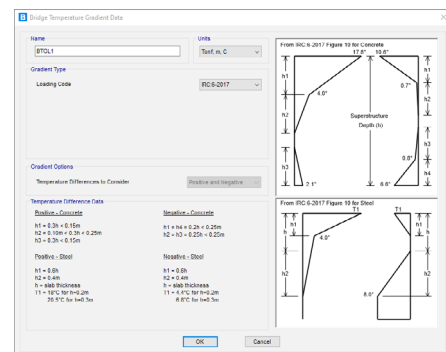
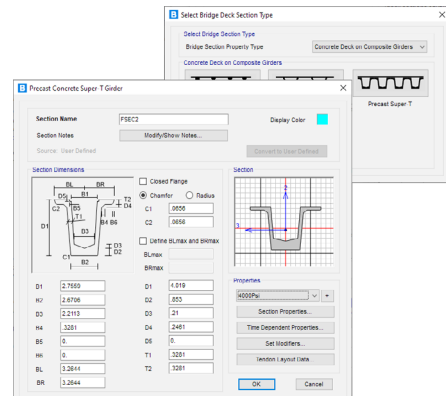
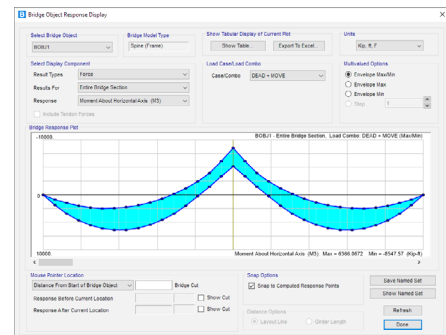
- 新增基于 IRC: 6-2017 的温度梯度荷载
- 新增基于 IRC: 6-2017 的自动桥梁风荷载
- 基于 IRC: 6-2017 进一步扩充 IRC 车辆库，新增车辆类型包括：专用车辆（SV）、疲劳卡车（40T）和 70R 有轨车辆

中国设计规范相关的功能改进

- 修正了验算 B 类预应力混凝土构件裂缝宽度时参数 e_p 的计算错误

.....

[点击了解更多功能特性](#)





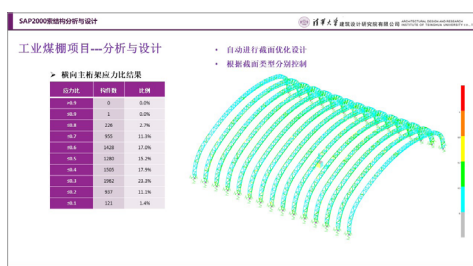
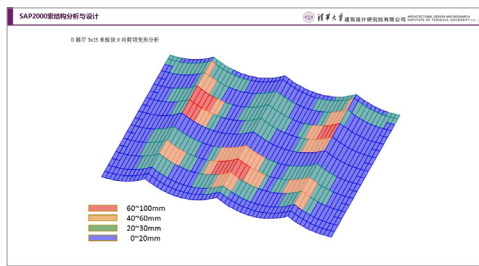
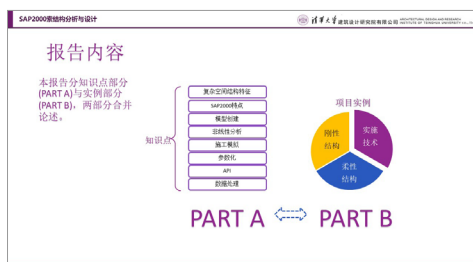
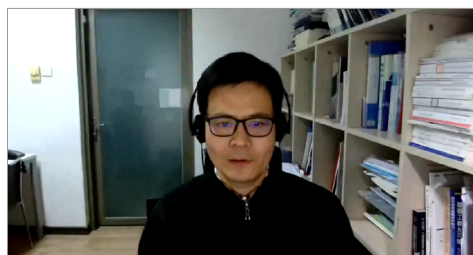
达人坛 - 特邀讲座 “SAP2000 索结构分析与设计”

2021年3月3日举办了达人坛讲座“SAP2000索结构分析与设计”，特邀清华大学建筑研究院结构专业一所所长陈宇军。本次讲座结合石家庄国际展览中心等大型空间索结构项目实例，从力学概念、分析方法、技术措施等方面介绍索结构的设计过程。报告重点介绍索结构在SAP2000中的非线性分析实施要点，同时也简要介绍如何结合参数化技术在找形、建模、分析、优化方面进行准确高效的自动化控制。

讲座持续了2个小时，气氛活跃，大家都积极地参与到学习和讨论中来，陈总也耐心解答大家的问题。会后也收到很多工程师的积极反馈，讲解的案例特别实用，内容很详细，并希望能多组织一些案例讲解培训。

应广大工程师的要求，我们也将本次讲座的视频整理发布，希望为更多工程师带来帮助！

视频链接: <https://www.bilibili.com/video/BV1Cb4y1X7KF>

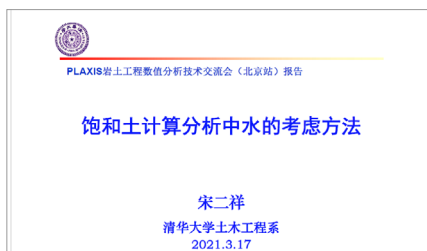




PLAXIS 岩土工程数值分析技术交流会（北京站）

2021年3月17日举办了“PLAXIS 岩土工程数值分析技术交流会”，筑信达特邀 BENTLEY 软件（北京）有限公司刘志祥，北京市建筑设计研究院有限公司孙宏伟副总工，清华大学土木工程系宋二祥教授，中交天津港湾工程研究院有限公司付建宝高级工程师，中铁工程设计咨询集团有限公司孙智道工程师，建研地基基础工程有限责任公司刘丰敏高级工程师 6 位行业内的专家、工程师针对 PLAXIS 在实际工程中的应用情况及心得进行了分享。

报告持续 4 个小时，涉及到地基基础、基坑支护、隧道影响分析、涉铁安评项目等工程。涵盖了土 - 结构之间的接触问题及特殊岩土工程问题的分析（譬如饱和砂土的振动液化分析、土体的固结特性分析，土体的刚度退化效应分析、软土的蠕变分析、真空预压分析、岩土的大变形问题分析等）。交流过程中大家提出各自问题、疑惑，专家们也用心解答了工程师的问题，会后收到很多工程师积极的反馈。



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

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