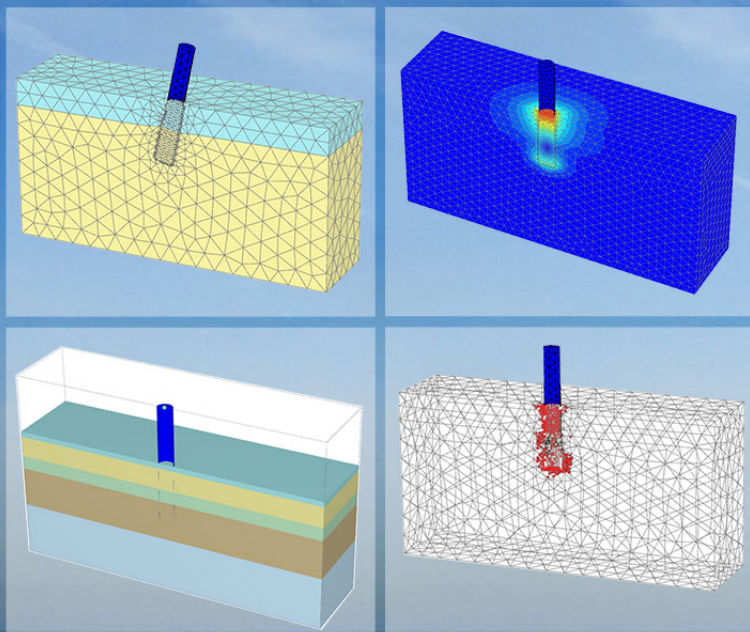


PLAXIS 海上风电

PLAXIS作为岩土工程通用的有限元分析软件包，广泛用于海洋平台、海上风电相关的各类基础-土相互作用问题的分析。



- PLAXIS 3D 海上风电单桩分析与 p-y 曲线提取
- IDEA StatiCa Detail 在预应力盖梁分析与设计中的应用
- IDEA StatiCa Detail 在钢筋混凝土剪力墙分析与设计中的应用
- ETABS 施工图设计功能介绍
- 高层连体结构连接体楼板有效刚度的研究与应用(转载)



主 办：北京筑信达工程咨询有限公司

主 编：李 立

文字编辑：王 希

美 编：张翠莲、王 蓉

北京筑信达工程咨询有限公司

地址：北京市石景山区古盛路 36 号泰然大厦 4 层 408 室

电话：010-68924600 技术热线：010-68924600-200 传真：

010-68924600-8

网址：www.cisec.cn 在线支持：support.cisec.cn

邮箱：support@cisec.cn（技术支持）

sales@cisec.cn（产品销售）

筑信达武汉技术中心

地址：武汉市洪山区武珞路 717 号兆富国际 1308 室

技术热线：027-8788 6890 / 8788 6891

区域代理

华东区

上海江图信息科技有限公司

联系人：薛平

手 机：137 0172 6345

华南区

广州倍益软件技术有限公司

联系人：田茂金

手 机：137 6071 9009

华中区

武汉百思通科技有限公司

联系人：叶亮

手 机：139 9561 6575

西南区

金橡果科技成都有限公司

联系人：刘宇

手 机：185 1282 0985

大湾区

深圳办事处

联系人：郭大力

手 机：138 0137 8241

C 目录 Content

— 专题文章 —

Bentley®
Advancing Infrastructure

PLAXIS 3D 海上风电单桩分析与 p-y 曲线提取

1

IDEA

IDEA StatiCa Detail 在
预应力盖梁分析与设计中的应用

6

IDEA StatiCa Detail 在钢筋混凝土
剪力墙分析与设计中的应用

12

CSI
COMPUTER & STRUCTURES INC.

ETABS 施工图设计功能介绍

16

筑信达

高层连体结构连接体楼板
有效刚度的研究与应用（转载）

25

— 工程应用常见问题案例解析 —

相同荷载下欧标钢柱应力比小于国标

36

稳态分析的材料阻尼

39

增加隔震支座后地震响应不降反增

41

拉索的预拉力对其分析收敛性的影响

44

杆件错动导致阶段施工分析收敛困难

47

错层结构周期异常的常见原因

49

门刚结构摇摆柱在风荷载工况下变形异常

51

剪力墙墙肢底部轴压力小于顶部轴压力

53

开裂分析挠度异常

55

基础上抬分析无法收敛

58

梁端板与柱腹板的螺栓连接

61

新版发布

63

活动报道

65

用户大会邀请函

70



PLAXIS 3D 海上风电单桩分析与 p-y 曲线提取

筑信达 郭晓通

1. 概述

海上风电单桩基础是一种大直径开放式钢管桩，依靠桩周土体的刚度和强度抵抗外部风和波浪荷载。相较于导管架、重力式或吸力筒等形式的基础，单桩基础结构简单、施工效率高、经济性好，是当前全球海上风电场应用最广泛的基础形式之一。

目前用于单桩基础设计的传统方法主要基于美国石油协会（API）的设计规范，采用 Winkler 梁模型进行计算。在 API 规范中，沿着桩深分布的水平土反力通过非线性 $p-y$ 曲线进行描述， p 表示水平土反力， y 表示桩的水平位移。API 规范方法最初是为油气行业中的导管架桩（jacket pile）设计而制定，并基于桩径小于 1 米的细长桩试验进行校准。而海上风电单桩的直径通常在 4 到 6 米，甚至更高，单桩的嵌入长度与直径比（ L/D ）通常在 4 到 8 之间，因此传统的 API 规范方法通常不适用于大直径单桩结构。在最新版本的 DNV-GL 指南中，已建议对用于单桩设计的 $p-y$ 曲线应通过有限元分析（FEM）进行验证。

PISA 项目（PISA Joint Industry Project）提出了一种面向海上风电大直径水平受力单桩的新的设计方法。这种方法可以称为“PISA 方法”，“PISA 方法”是一种基于铁木辛柯（Timoshenko）梁模型的一维设计方法，并通过现场试验或三维有限元方法进行模型的校准。PLAXIS 也推出了基于 PISA 方法的设计软件“PLAXIS Monopile Designer”。

PLAXIS 作为岩土工程通用的有限元分析软件包，广泛用于海洋平台、海上风电相关的各类基础-土相互作用问题的分析。本文主要介绍采用 PLAXIS 3D 进行海上风电单桩建模及 $p-y$ 曲线提取的方法。

2. 有限元模型创建

2.1 几何模型

海上风电单桩分析的典型几何模型如图 2-1 所示。由于对称性，可取整个单桩体系的一半进行模型创建。模型主要由土层、单桩、桩-土接触面、桩周加密区四部分组成。

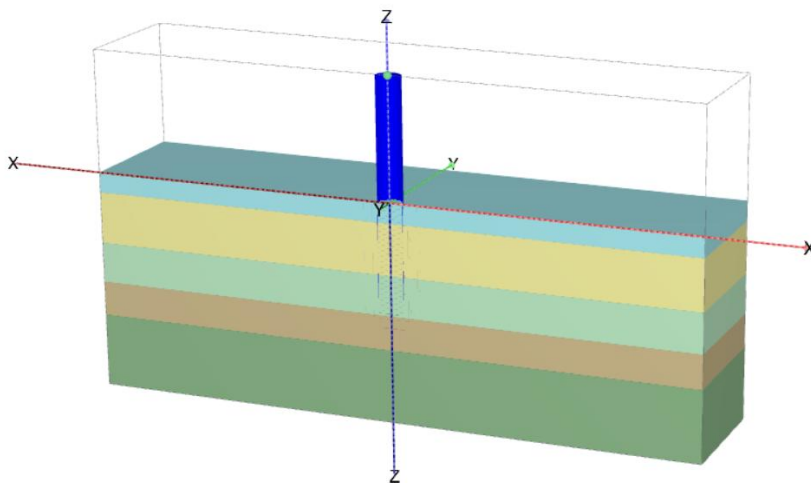


图 2-1 海上风电单桩分析的几何模型

其中，土层模型可以使用 PLAXIS 3D 钻孔工具进行快速创建。为了消除模型边界对分析的影响，模型的水平范围建议 X 方向和 Y 方向分别取 15 倍和 4 倍以上的桩外径。如需考虑不排水土层-单桩相互作用下的超静孔隙水压力，建议在此基础上适当增加模型范围。

土层模型中的水位可根据计算需求简化处理，如无需考虑土体的孔隙水压力变化，水位取到土层底部以下即可，此时在

土层材料定义时，重度部分应取有效重度（浮重度），否则应按实际的海平面相对高程进行水位高程的输入，此时在土层材料定义时，重度部分应取饱和重度。

单桩采用板单元模拟。在单桩建模时，应同时创建泥线以下单桩内部土体，并将单桩及其内部土体沿深度方向进行切片，切片厚度即为后续 P-Y 曲线的取值间隔。桩-土之间应添加界面单元模拟其接触关系。为了提高建模效率，桩、桩内部土体、桩-土间界面单元的建模可以使用 PLAXIS 3D 隧道设计器。除了沿深度方向的切片外，在隧道设计器内可以将单桩沿周长方向进行分割（图 2-2 右图），这样可以保证桩上有足够数量且均匀分布的节点，方便进行计算结果的后处理。

此外，为了保证桩-土接触区域内有足够数量的节点，可以同时桩外侧一定范围内创建网格加密区（图 2-2 左图）。

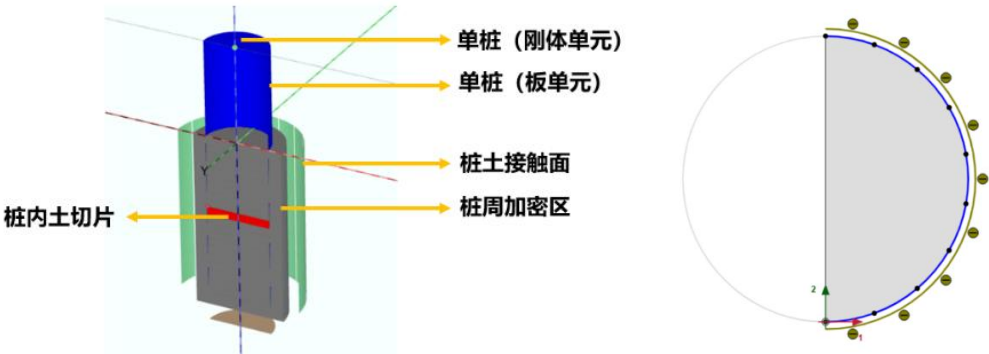


图 2-2 单桩结构细部模型示意图（左）与隧道设计器中的单桩截面（右）

2.2 岩土体本构模型与参数

海上风电单桩分析中推荐使用的岩土体本构模型包括：小应变刚度硬化模型（HS-small）、NGI-ADP 模型、摩尔-库伦模型、UDCAM-S 模型、SANISAND 模型等。

无论砂土、黏土，均可使用摩尔-库伦模型。摩尔-库伦模型的主要优势点在于参数简单、计算速度快，且能较好地反映土体强度。其中砂土的排水类型应设置为排水，使用摩尔-库伦破坏准则，此时土体的抗剪强度受有效粘聚力 c' 和内摩擦角 φ' 控制；黏土的排水类型应设置为不排水 B，使用特雷斯卡屈服准则，此时土体的抗剪强度受不排水抗剪强度参数 S_u 和 S_u 随深度的增量 $S_{u,inc}$ 来控制。

砂土静力分析的推荐本构模型为小应变刚度硬化模型（HS-small）。小应变刚度硬化模型可以更好地反映砂土刚度伴随着应力水平的变化及砂土的塑性行为。HS-small 模型的完整参数获取需要进行排水三轴压缩试验，在使用 HS-small 模型模拟砂土时，可以使用简化的参数输入模式：首先根据土体的剪切模量值计算 100kpa 参考应力水平下的剪切模量 G_0^{ref} ，再根据 G_0^{ref} 计算砂土的相对密度 RD（或者直接按实测的 RD 进行计算），随后将 RD 转换为 E_{s0}^{ref} 、 E_{oed}^{ref} 、 E_{ur}^{ref} 等刚度参数。砂土参数与 HS-small 模型完整参数的转换关系^[1]如表 2-1 所示。

如需分析砂土的动力响应，推荐使用 PLAXIS 3D 自定义本构模型库中的 SANISAND 本构模型，该本构模型可以很好地模拟砂土在循环荷载作用下的排水响应和刚度变化。

黏土的静力分析推荐本构模型为 NGI-ADP 模型。NGI-ADP 本构模型是一个不排水黏土的各向异性应力-应变-强度模型，可以考虑由成因机制、应力历史、不排水应力路径等因素引起的黏土中的各向异性行为。完整的 NGI-ADP 模型参数获取需要进行三轴压缩试验、三轴拉伸试验、直剪试验。在使用 NGI-ADP 模型模拟黏土时，同样

表 2-1 砂土参数表

G_0^{ref}	$G_0/[[(c' \cdot \cos \varphi' - \sigma_3' \cdot \sin \varphi') / (c' \cdot \cos \varphi' + p_{ref} \cdot \sin \varphi')]^m]$
RD	$100 \cdot (G_0^{ref} - 60000) / 68000$ (%)
E_{s0}^{ref}	$60000 \cdot RD / 100$
E_{oed}^{ref}	$60000 \cdot RD / 100$
E_{ur}^{ref}	$180000 \cdot RD / 100$
$\gamma_{0.7}$	$(2 - RD / 100) \cdot 1E-4$
R_f	$1 - RD / 800$
K_0^{nc}	$1 - \sin \varphi$

表 2-2 黏土参数表

G_{ur} / S_u^A	$G_0 / [(S_u^{bottom} + S_u^{top}) / 2]$
$S_{u,ref}^A$	S_u^{top}
$S_{u,inc}^A$	$(S_u^{bottom} - S_u^{top}) / (Z_{top} - Z_{bottom})$
Z^{ref}	Z_{top}
S_u^P / S_u^A	0.5
S_u^{DSS} / S_u^A	$(1 + S_u^P / S_u^A) / 2$
γ_f^C	$60 \cdot 100 / (G_{ur} / S_u^A)$
γ_f^E	$2 \cdot \gamma_f^C$
γ_f^{DSS}	$1.5 \cdot \gamma_f^C$
τ_0 / S_u^A	$-0.5 \cdot (1 - K_0) \cdot \sigma_{v0}' / S_u^A$

可以使用简化的参数输入模式。首先根据土体的剪切模量值计算剪切模量与三轴压缩试验中不排水抗剪强度的比 G_{ur}/s_u^A ，再根据 s_u^A 和 G_{ur}/s_u^A 值计算 γ_r^C 、 γ_r^E 、 γ_r^{DSS} 等刚度参数。黏土参数与 NGI-ADP 模型完整参数的转换关系^[2]如表 2-2 所示。

如需分析黏土在循环荷载作用下考虑孔压累积效应的等效 NGI-ADP 参数，可使用 UDCAM-S 模型。

对于桩-土间接接触面的行为，砂土可以使用默认的“从相邻土”选项，也可以单独为界面单元定义其本构模型及材料参数。黏土如使用 NGI-ADP 模型，无法使用“从相邻土”选项，因为 NGI-ADP 模型无拉伸-截断方程，无法考虑桩-土间脱开的情况，所以建议使用接触面材料的自定义模式，用摩尔-库伦模型来模拟界面行为。

2.3 桩上的荷载施加

模型的网格划分、边界条件均可采用默认选项，无需特殊设置。

单桩上外部荷载的施加通常借助刚体单元属性来完成。如图 2-3 所示，PLAXIS 中允许定义在刚体单元上定义一个参考点的坐标 X_{ref} 、 Y_{ref} 、 Z_{ref} ，以及在该参考点位置处不同方向上的转换、旋转条件。

一般地，如在桩顶位置施加上部结构传递的力和力矩，则将转换条件 X 设置为指定力，旋转条件 Y 设置为力矩，如需在桩顶位移施加指定的位移来计算桩-土响应，则将转换条件 X 设置为指定位移。X 和 Z 方向上的转角和 Y 方向上的位移需要进行约束。

如需考虑循环荷载效应，可以在刚体单元上直接施加外部动力荷载，目前 PLAXIS 3D 支持在刚体单元上定义动力位移荷载，数据类型可以选择为位移、速度、加速度三种。通过刚体单元属性列表中的 Multiplier 选项进行定义（图 2-3）。

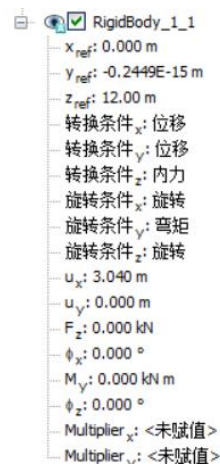


图 2-3 刚体单元设置

3. 有限元模型结果提取

对于单桩，默认的 PLAXIS 3D 结果是模拟单桩的板单元的位移和内力结果，如需将桩简化为梁，提取桩中心线上的等效结果，则需将结果数据进行提取并进行二次处理。

3.1 桩-土作用曲线

土反力（p）与桩挠度（y）之间的关系曲线可以通过提取桩身板单元和桩-土接触的界面单元上的结果进行计算。p-y 曲线的计算间隔与建模时定义的竖向切片厚度保持一致。

其中，每个切片上的桩挠度（y）计算可通过将桩身板单元上所有节点的水平位移结果取平均值来获取。即：

$$y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Ux_i$$

其中， Ux_i 为板单元上每个节点的水平位移。

每个切片上土反力（p）的计算可以通过提取界面单元上应力点的法向、切向应力结果并进行二次处理获取。

如图 2-4 所示，对于桩-土接触面上的每个单元，内部包含 6 个应力点（高斯积分点），每个应力点位置处可以提取该点桩-土作用的法向应力 σ_n 和切向应力 τ ，将法向应力和切向应力投影到水平方向，则每个单元上桩受到的土体水平牵引应力 $\sigma_{element}$ 可以由以下公式计算：

$$\sigma_{element} = \sum_{stress\ point=1}^6 (\sigma_n \cdot \cos\theta + \tau \cdot \sin\theta) \cdot w_i$$

其中， θ 为应力点与水平方向的夹角， w_i 为每个高斯积分点的权重值。

每个切片上的土反力（p）为各单元水平牵引应力 $\times$ 单元面积的合力：

$$F = \sum_{element=1}^n \sigma_{element} \cdot S_n$$

其中， S_n 为单元面积。

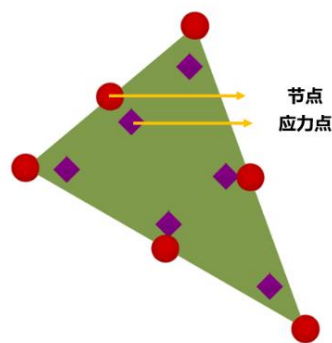


图 3-1 界面单元上的高斯积分点

3.2 转角、内力结果

考虑每个高程位置上桩绕着中心线发生转动，桩该高程处的转角 θ 可以通过最小二乘法拟合桩身位移进行计算：

$$\theta_{rad} = \frac{\sum_1^n (x - \bar{x})(u - \bar{u})}{\sum_1^n (x - \bar{x})^2}$$

其中， x 为节点的位置（坐标）， $\bar{x}$ 为节点坐标的平均值， u 为节点位移， $\bar{u}$ 为节点位移的平均值。

考虑单桩的内力为桩虚拟中心线上的等效内力，则桩沿深度的剪力可以由桩顶位置的外力和每个切片位置处的土反力叠加获得：

$$Q_z = F + \int_0^z p \cdot dz$$

其中 F 为桩顶位置的外力， p 为每个切片处的土反力。

桩沿深度的弯矩值由桩顶位置的力、力矩与每个切片位置的土反力形成的力偶矩叠加获得：

$$M_z = F(h + z) + M + \int_0^z p \cdot dz$$

4. 使用 PLAXIS Offshore Toolbox 进行单桩计算

为了方便用户使用 PLAXIS 3D 进行单桩的有限元分析工作，筑信达在基于 PLAXIS 3D 二次开发的 PLAXIS Offshore Toolbox 程序中，提供了单桩计算模块，该模块可以用于海上风电大直径单桩基础的参数化建模及结果提取。

模块分为两个模式，分别为【模型】和【结果】。

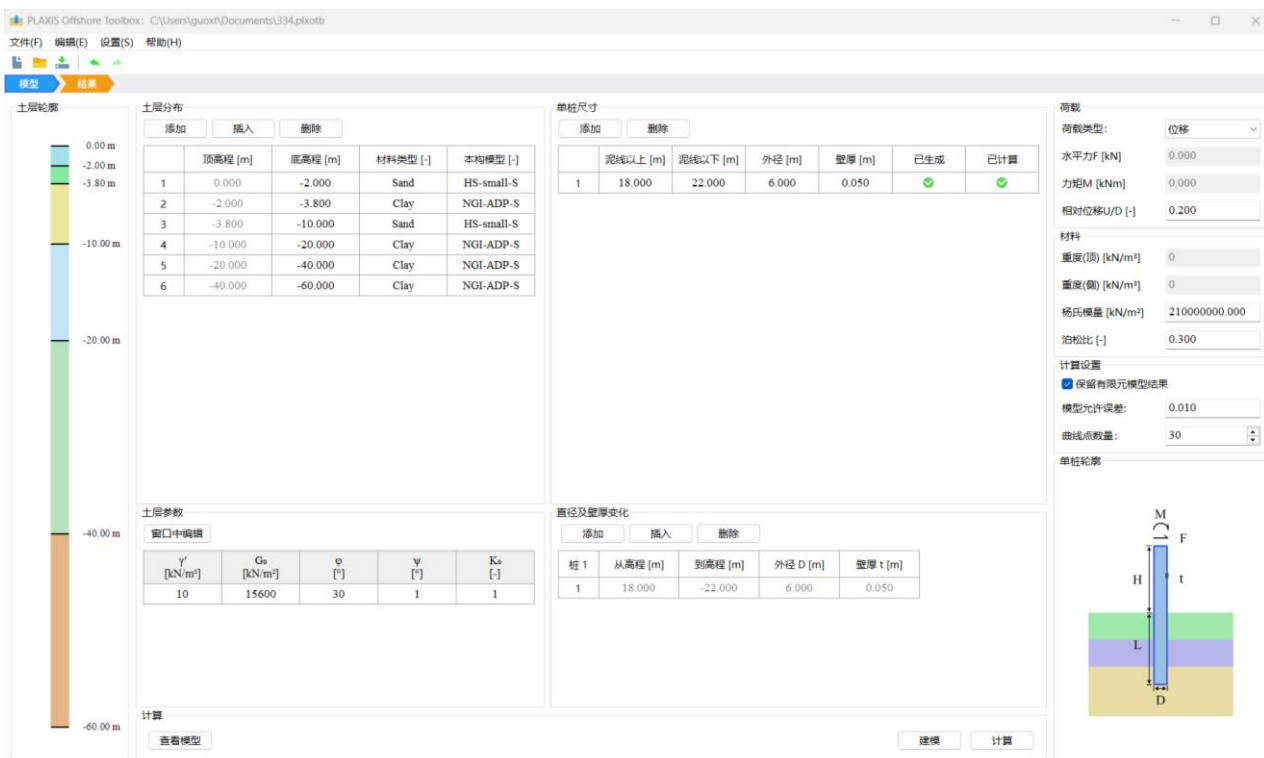


图 4-1 PLAXIS Offshore Toolbox 用户界面-参数输入

在【模型】模式中，用户应定义与模型创建和计算相关的输入条件（图 4-1）。包括：土层分布及各土层的岩土力学参数；定义多组单桩的尺寸及每组尺寸对应的桩径/壁厚变化；桩身材料及桩顶位置的指定荷载、位移；有限元计算相关的结果控制参数。定义完成后，程序将调用 PLAXIS 3D，并针对用户定义的各项桩尺寸进行批量的建模、计算、结果提取。

在【结果】模式中，用户可以查看定义的每组单桩对应的计算结果，包括 p - y 曲线结果、位移和转角沿深度的变化曲线结果、弯矩和剪力沿深度的变化曲线结果。（图 4-2）

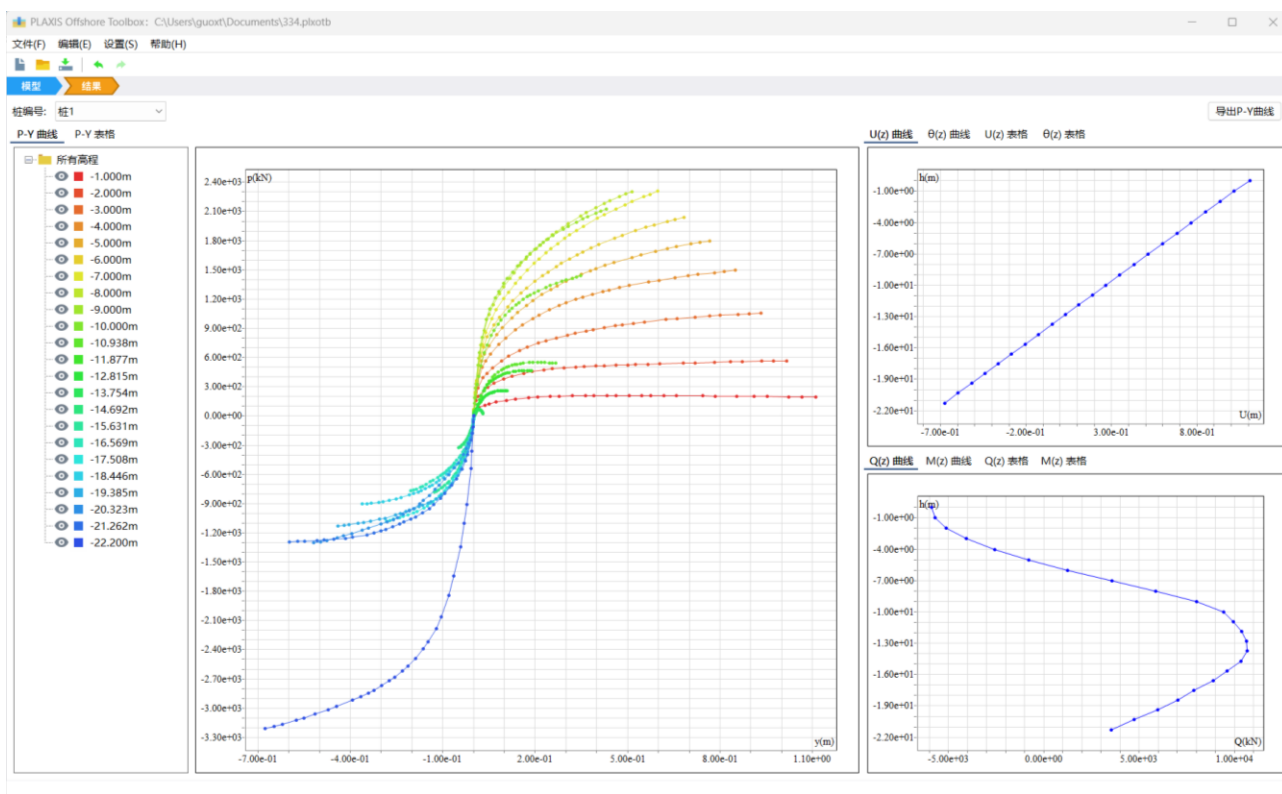


图 4-2 PLAXIS Offshore Toolbox 用户界面-结果查看

4、小结

本文主要围绕海上风电单桩基础的 PLAXIS 3D 有限元建模流程进行了系统性介绍。主要内容包括包含土层、单桩、桩-土界面和桩周加密区域的几何模型创建；模型的边界范围与水位设置；本构模型的选择、简化的参数输入与换算方法；模型的网格划分、边界条件及荷载施加方式等。随后，对有限元模型的结果后处理方法进行了介绍，包含 p-y 曲线的后处理方式、桩身转角与内力的计算方法等。最后，介绍了筑信达专用工具 PLAXIS Offshore Toolbox 中单桩模块的功能特性。

通过基于 PLAXIS 3D 的有限元分析，可实现对海上风电大直径单桩基础桩-土相互作用的精细模拟。为海上风电单桩基础的科学研究、性能评估、优化设计等提供了有效的技术路径。

参考资料

- [1] Brinkgreve, R.B.J., Engin, E., Engin, H.K. (2010). Validation of empirical formulas to derive model parameters for sands. 7th NUMGE, Trondheim, Norway.
- [2] Jardine, R., Chow, F., Overy, R. (2005). ICP design methods for driven piles in sands and clays. Thomas Telford, London.
- [3] Murphy, G., Igoe, D., Doherty, P., & Gavin, K. (2018). 3D FEM approach for laterally loaded monopile design. Computers and Geotechnics, 100, 76-83.
- [4] PLAXIS Monopile Designer Manual [M] Bentley System.

审定：李立

IDEA StatiCa Detail 在预应力盖梁分析与设计中的应用

筑信达 吕良 张志国

在混凝土桥梁的设计中，盖梁是一个承上启下的重要构件，用于将上部结构的恒载和活载传递给墩柱和基础，因此盖梁设计是桥梁下部结构设计中的一个关键部分。如图 1 所示，混凝土盖梁的形式多样，面临的设计问题也较多，比如：在支座位置处应力集中、与桥墩交接位置处截面尺寸突变。为满足荷载、跨度和裂缝控制要求，时常还需要布置预应力钢束等。简单来说，盖梁承受的荷载较大且分布集中，构件尺寸变化大，属于典型的混凝土结构非连续区域。



图 1-a 单柱墩预应力盖梁



图 1-b 双柱墩预应力盖梁

IDEA StatiCa Detail（以下简称 Detail）是一款专门针对混凝土结构细部分析与设计的有限元软件，适用于各种几何形状不规则、应力分布复杂、不符合传统平截面假定的混凝土结构的局部计算，如：深梁、开孔梁、变截面梁、牛腿、基础承台、桥梁横隔板以及剪力墙等等。Detail 不仅能考虑混凝土本身的强度折减、开裂破坏，还可以考虑混凝土与钢筋或钢束之间的滑移和锚固。本文以某预应力混凝土盖梁为例，简要说明 Detail 在混凝土桥梁结构分析与设计中的应用。

1 案例简介

该结构为一座中等跨度的公路桥的独柱墩，桥墩高 7.0m，盖梁顶部全宽 8.4m，左侧和右侧支座高度不同，相差 0.38m。墩柱采用矩形墩，截面尺寸为 2.0×1.5m，主要尺寸见图 2。盖梁和墩柱均采用 C40 混凝土。盖梁内共布置三种预应力钢束：N1 采用 20 根 $\Phi 15.2$ 低松弛高强钢绞线，N2，N3 采用 20 根 $\Phi 15.7$ 低松弛高强钢绞线，抗拉强度标准值均为 1860MPa，具体布置如图 2 所示。

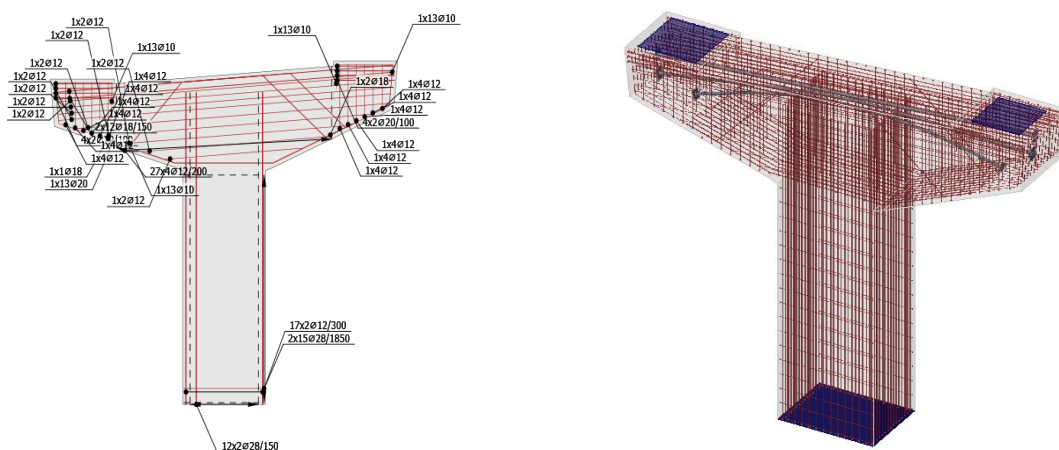


图 2 桥墩及预应力盖梁布置图

该桥墩盖梁的结构不对称、荷载不对称、钢筋布置复杂，常规设计手段很难准确反映结构的实际受力状态。因此，在完成桥梁结构的整体分析与设计后，需要提取支座位置处的控制荷载，在 Detail 中做桥墩及盖梁的精细化分析与设计。

2 几何建模和施加荷载

2.1 几何建模

Detail 采用实时显示的参数化建模，用户指定结构的尺寸、位置、距离等参数后，视图窗口会实时显示模型的变化，以方



使用户检查并调整模型，快速完成结构的建模工作。以桥墩轮廓定义为例如，定义窗口如图 3 所示，对简单的桥墩可以直接采用“矩形”加上切割、开孔等命令定义。但是该桥墩轮廓较为复杂，因此采用导入 DXF 的方式建立。用户通过参数控制桥墩的厚度、材料、空间位置等信息。

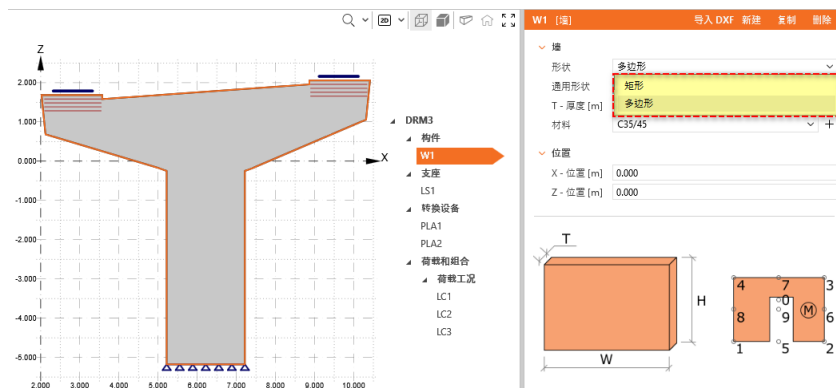


图 3 桥墩盖梁轮廓定义

支座垫石将桥墩上部结构的荷载传递给盖梁，该位置的应力分布非常复杂，存在应力集中的问题。为了真实模拟荷载传递路径，这里需要定义“转换设备”模拟支座垫石及其钢筋布置。在定义该支座垫石时，用户通过参数指定宽度、高度、倾角及位置，如图 4 所示。另外，用户还需要指定该位置的局部加筋布置、钢筋型号、数量等信息。

Detail 支持多种支座形式，该桥墩墩底选用“线支座”约束平动和转动位移。通过参数控制支座位置和长度，在模型中显示为蓝色小三角形，代表结构的边界条件，如图 4 所示。

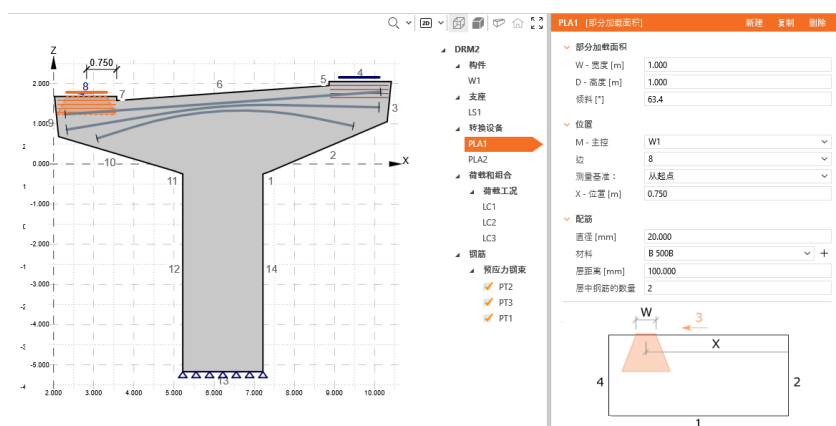


图 4 支座垫石及其钢筋定义

2.2 施加荷载

完成几何建模后，用户需要定义荷载工况和荷载组合。Detail 支持多种荷载类型，包括点荷载、线荷载、表面荷载、自重以及预应力荷载等。

首先，施加恒载和活载。桥墩结构的自重以“自重”荷载施加，从整体模型中提取的支座反力以“点荷载”作用于支座垫石。虽然用户指定的支座反力为点荷载，但 Detail 会根据垫石的长度和宽度自动转换为均布荷载。这种处理方式可以有效避免点荷载导致的应力集中，更好地反映支座位置处的受力状态。

然后，施加预应力荷载。Detail 支持先张法和后张法预应力，本文选择后张法预应力，用户需要定义预应力的短期损失。用户可以选择由 Detail 依据用户输入的参数自动计算预应力损失，也可以直接指定预应力的有效数值。以直接输入有效预应力为例，点击图 5 中的 ① 编辑形状，按照钢束的分段节点输入每一节点位置处的有效应力。定义预应力钢束时需要注意钢束锚固端的宽度，如图 5 中的 ② 所示。该宽度会影响锚固端的承载力和锚固力计算，因此需要用户按实际条件填写。

最后，定义两类荷载组合，分别用于承载能力和正常使用极限状态的校核。承载能力极限状态主要校核混凝土和钢筋的强度以及二者之间的锚固和粘结，正常使用极限状态主要校核结构的挠度、裂缝宽度等。



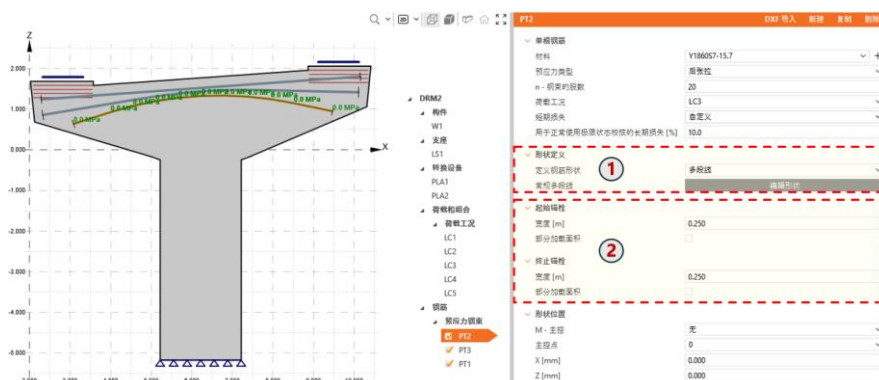


图 5 施加预应力荷载

3 优化分析和钢筋布置

3.1 优化分析

Detail 提供两种方法帮助用户确定配筋方案，即：线性分析和拓扑优化。线性分析仅考虑混凝土的线弹性属性，忽略钢筋及其锚固和粘结，该方法能初步判断混凝土受拉和受压区域的分布情况。如图 6-a 所示，红色为压应力、蓝色为拉应力。

拓扑优化用于计算在特定区域内混凝土材料的最优分布，优化结果代表荷载作用下的最小总应变能和最大结构刚度。如图 6-b 所示，拓扑优化的形状类似于拉杆和压杆组成的桁架模型（即拉压杆模型），用户可以以此为基础选择和优化钢筋布置方案。与传统的基于规范或经验的均匀布置方式相比，拓扑优化能精准识别关键受力路径，避免忽视应力集中区域，显著提升钢筋布置的有效性。

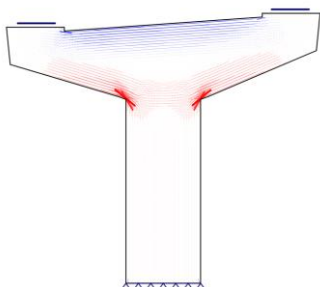


图 6-a 线性分析

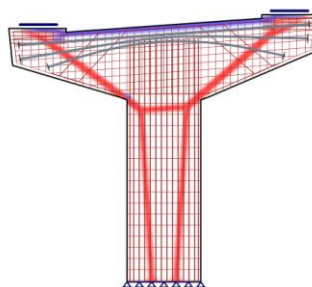


图 6-b 拉压杆模型

3.2 钢筋布置

该模型的钢筋布置比较复杂，因此采用“在 CAD 中绘制钢筋后，以 DXF 文件导入”方式快速布置钢筋，如图 7 所示。结合拓扑优化的结果对盖梁顶部受拉钢筋的间距略作调整：位于顶部的 3 层钢筋的间距由 180mm 调整为 150mm。

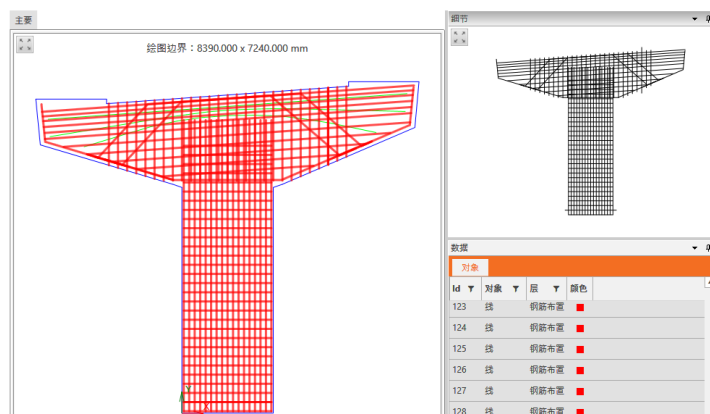


图 7 导入钢筋布置

返回
目录页





4 设计结果校核

由于受拉刚化和受压软化效应、混凝土开裂、钢筋锚固等因素的影响，结构各部位不同的结构单元实际采用的应力-应变曲线并不相同，因此才能体现出结构在不同荷载作用下的不同响应。

4.1 承载能力极限状态校核

承载能力极限状态（ULS, Ultimate Limit State）校核包括：混凝土强度、钢筋强度、钢筋锚固、预应力钢筋的强度。

Detail 基于混凝土最大主压应力 σ_c 与极限抗压强度 $\sigma_{c,lim}$ 的比值，校核混凝土强度是否满足规范要求，混凝土的极限抗压强度 $\sigma_{c,lim}$ 由混凝土强度等级和横向应变确定。如图 8-a 所示，混凝土最大应力比 68.6%位于盖梁和桥墩的交接面。如图 8-b 所示，混凝土最大主压应力为-15.2MPa。

Detail 还可以显示混凝土压应变、塑性压应变、主压应力方向、抗压强度折减系数的云图。如图 8-c 所示，因横向应变导致的混凝土抗压强度折减系数最小值为 0.98。

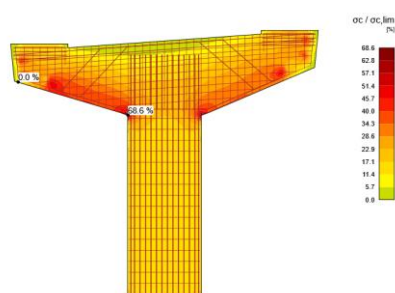


图 8-a 混凝土强度校核应力比

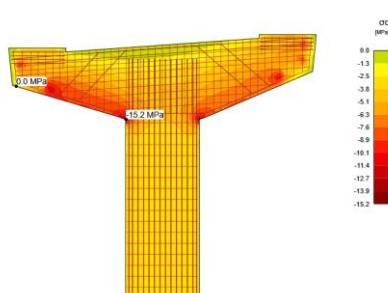


图 8-b 混凝土最大主压应力

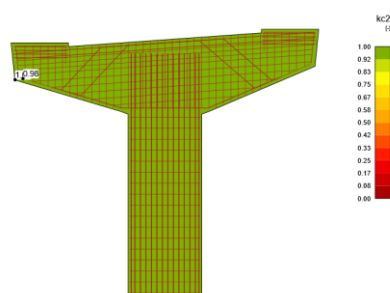


图 8-c 混凝土抗压强度折减系数

对于钢筋强度校核，Detail 计算裂缝处的最大钢筋应力 σ_s 与规范限值 $\sigma_{s,lim}$ 的比值。如图 9-a 所示，钢筋的最大应力比 36.8%位于盖梁右下侧支座中心处，钢筋整体受力适中，安全冗余度较高。如图 9-b 所示，对应位置的钢筋应力为 172.1MPa。Detail 也可以显示钢筋的应变分布，如图 9-c 所示。

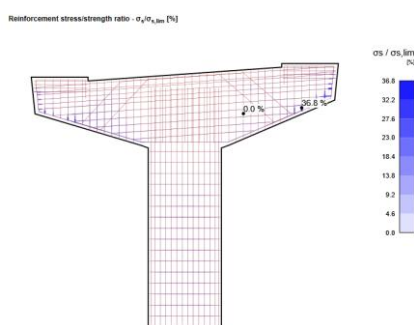


图 9-a 钢筋强度校核应力比

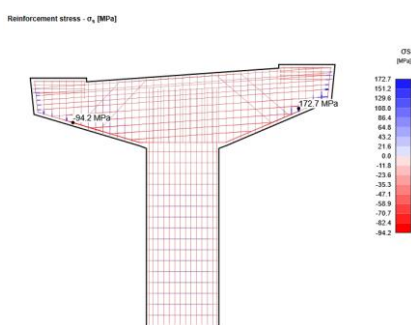


图 9-b 钢筋应力分布

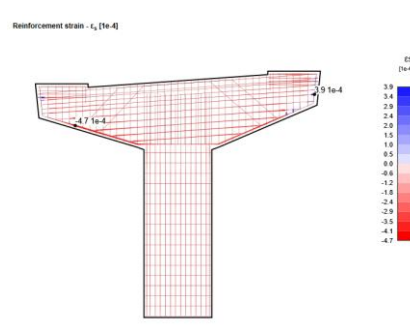


图 9-c 钢筋应变分布

预应力钢束的校核方式和普通钢筋类似。Detail 计算钢束最大应力 σ_p 与规范限值 $\sigma_{p,lim}$ 的比值。如图 10-a 和 b 所示，钢束的最大应力比为 84.6%，最小应力比为 80.1%，二者对应的钢束应力分别为 1375.3MPa 和 1303.1MPa。

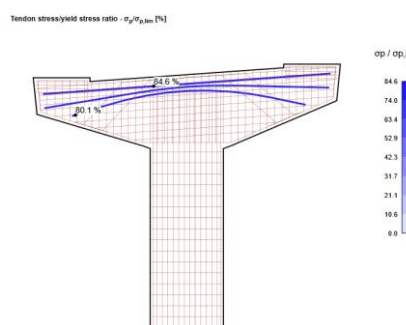


图 10-a 钢束强度校核应力比

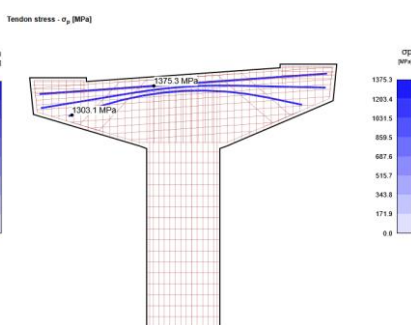


图 10-b 钢束应力分布

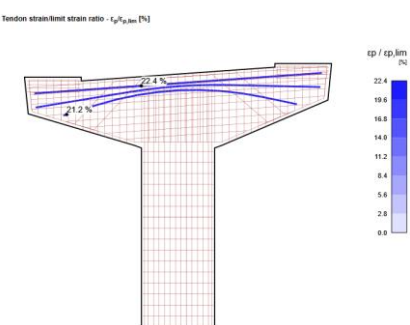


图 10-c 钢束应变分布

Detail 中钢筋和混凝土之间的粘结采用单独的 Bond 单元模拟，钢筋端部锚固采用弹簧单元模拟。Detail 计算钢筋粘结应



力 τ_b 与粘结强度 f_{bd} 的比值,如图 11-a 所示,最大的粘结应力比分别为 99.8%和 94.6%,该粘结应力比包含普通钢筋和钢束的锚固应力比值。如图 11-b 所示,用户可以直接查看对应位置处的钢束或钢筋锚固应力分布。如图 11-c 所示,Detail 还可以输出普通钢筋或预应力钢筋的粘结力和端部锚固力的合力。

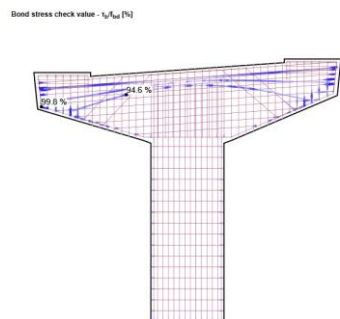


图 11-a 粘结应力比较核

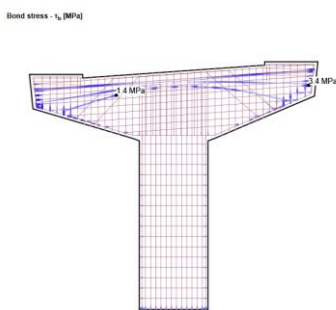


图 11-b 粘结应力分布

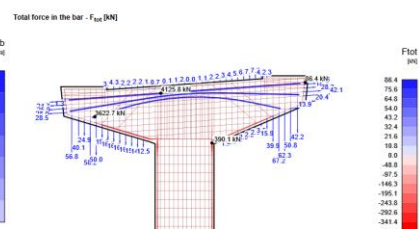


图 11-c 锚固力+粘结力

4.2 正常使用极限状态校核

正常使用极限状态 (SLS, Serviceability Limit State) 校核包括: 应力限值、裂缝宽度及挠度限值。用户可以单独查看混凝土及钢筋的应力比值、应力分布、应变分布、塑性应变等结果。图 12-a、b、c 依次为正常使用极限状态荷载组合下混凝土、钢筋及钢束的最大应力。

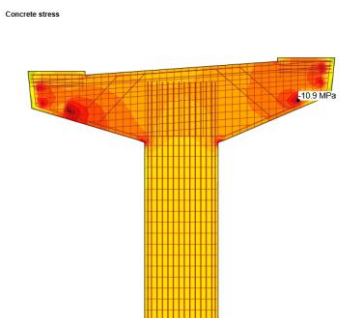


图 12-a SLS 混凝土应力

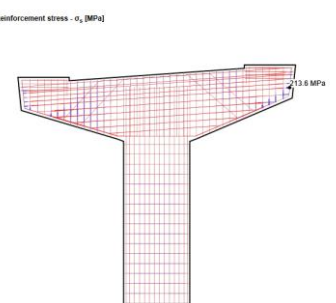


图 12-b SLS 钢筋应力

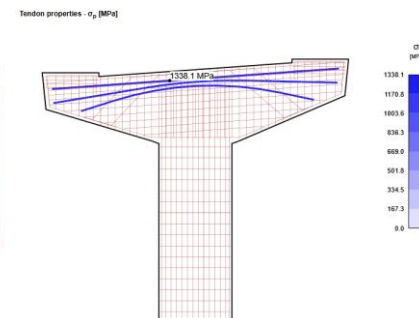


图 12-c SLS 钢束应力

Detail 计算永久荷载作用下结构的裂缝宽度和裂缝方向,包括短期裂缝宽度 w_{st} 或长期裂缝宽度 w_{lt} 。如图 13-a 所示,该桥墩及盖梁的最大裂缝宽度比为 54.4%,位于盖梁左侧端部。如图 13-b 所示,最大裂缝宽度为 0.163mm,灰色线条表示裂缝分布方向,与其垂直的蓝色短线表示裂缝张开方向。

Detail 还可以考虑预应力构件消压后的裂缝宽度,即当外荷载作用于预应力构件时,构件发生变形可能导致构件表面部分区域的压应力消失。如果施加的荷载过大,构件的压应力可能完全解除,甚至出现拉应力。这种情况对于预应力构件的长期性能(如裂缝控制、耐久性等)非常不利,该盖梁消压(decompression)后的裂缝宽度比为 9.6e-4,如图 13-c 所示。

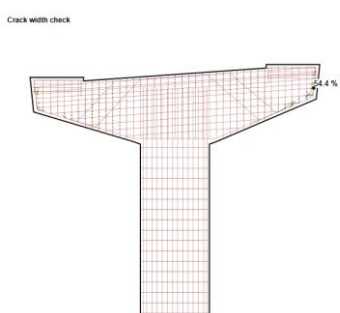


图 13-a 裂缝宽度比

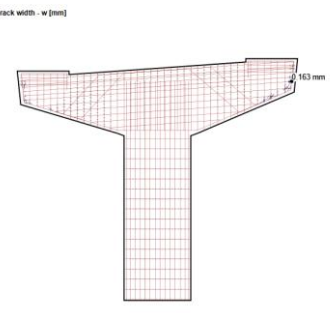


图 13-b 裂缝宽度

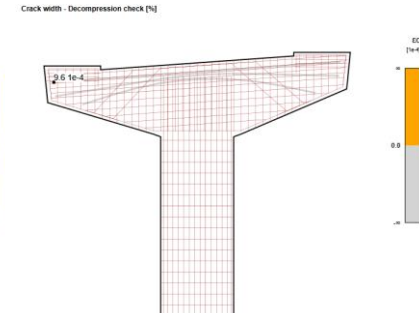


图 13-c 消压(Decompression)后裂缝宽度

对于挠度校核,用户需要依据规范确定最大允许挠度值。Detail 计算结构的短期挠度 $u_{z,st}$ 或长期挠度 $u_{z,lt}$ 与挠度限值 $u_{z,lim}$ 的比值。如图 14-a 所示,该盖梁最大挠度比为 14.3%,位于盖梁左侧端部。如图 14-b 所示,最大挠度值为-2.9mm。

返回
目录页

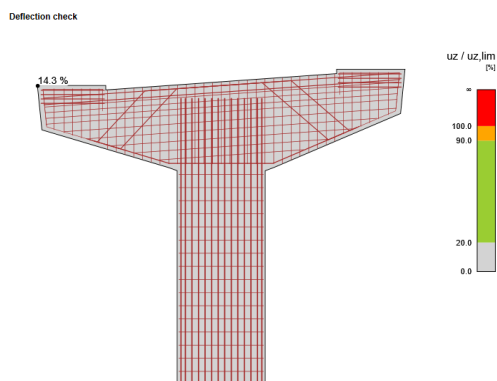


图 14-a 挠度比

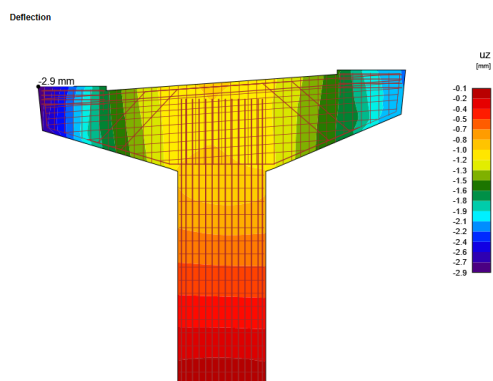


图 14-b 挠度值

4.3 其他结果

除前述承载能力极限状态（ULS）和正常使用极限状态（SLS）校核外，Detail 还可以输出结构的整体变形图、钢筋的有效配筋率、钢筋的几何配筋率、钢筋型号及数量统计表、混凝土单元的各个应力分量、主应力方向等信息。如图 15-a 所示，盖梁在承载能力极限状态组合“C-1”作用下沿整体坐标系 z 方向的最大位移为-2.9mm。

通过配筋率可以了解钢筋布置的疏密程度，Detail 可以输出两个配筋率：有效配筋率 ρ_{eff} 和几何配筋率 ρ_{geom} 。有效配筋率为单个受拉钢筋与附近有效受拉混凝土面积的比值，反映了钢筋在关键受拉区的密集程度。如图 15-b 所示，该盖梁单个钢筋的有效配筋率最大值为 4.04%。几何配筋率为钢筋面积与给定区域内混凝土总面积的比值，保证钢筋的配筋率满足构造要求。如图 15-c 所示，Detail 可以显示荷载组合“C-1”下混凝土主应力的分布方向，借此可以了解混凝土的整体受力状态。

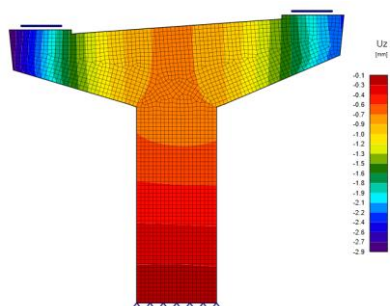


图 15-a 整体 Z 向变形云图

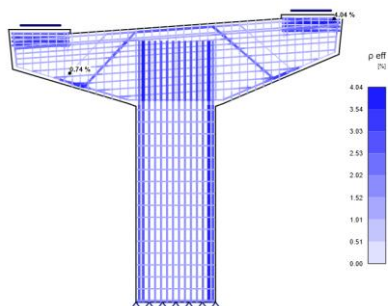


图 15-b 钢筋有效配筋率

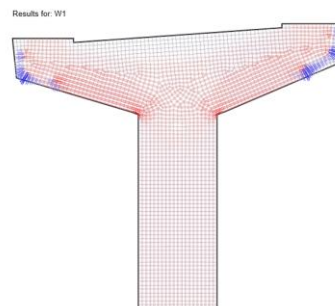


图 15-c 混凝土主应力云图

5 总结

随着混凝土结构设计日趋精细化，工程师对混凝土构件的局部性能、构造安全以及裂缝控制的关注不断提升。Detail 基于有限单元法与非线性材料本构相结合的协调应力场法（CSFM），可直接对混凝土结构非连续区域的钢筋应力分布、混凝土开裂、裂缝宽度、钢筋粘结与锚固等进行可视化、量化分析，能够有效提升混凝土细部结构设计的效率与可靠性。Detail 不仅适用于复杂盖梁的设计，也可以用于锚固区、复杂隔板、钢束转向装置等类似非连续区域的结构设计，

关于 IDEA StatiCa Detail 的各个功能细节和应用技巧，感兴趣的读者可以登录筑信达官网（www.cisec.cn）、关注筑信达公众号（CISEC68924600）或拨打筑信达技术热线了解更多产品功能，也欢迎申请试用软件并提供反馈建议。

参考资料

[1] Compatible Stress Field Design of Structural Concrete: Principles and Validation[M]. 2020.

审定：李立

11

返回
目录页

IDEA StatiCa Detail 在钢筋混凝土剪力墙分析与设计中的应用

筑信达 张志国

在高层建筑混凝土结构设计中，剪力墙作为主要的抗侧力构件，往往需要根据建筑功能的要求开设各种门窗洞口。剪力墙洞口的布置会显著影响剪力墙的力学性能，如：降低结构的抗侧刚度；影响结构的整体性和抗震性能；洞口周边的应力集中也会造成局部混凝土开裂，进一步影响结构的耐久性。因此，规范要求“剪力墙的门窗洞口宜上下对齐、成列布置，形成明确的墙肢和连梁；应避免造成墙肢宽度相差悬殊的洞口布置”。

对于错洞剪力墙或叠合错洞剪力墙，由于局部的应力分布复杂，剪力墙的配筋计算、承载力校核以及构造设计都非常困难。对此，不同国家或地区的设计规范均推荐采用平面有限元方法进行剪力墙的应力分析，如：“按有限元方法仔细分析计算，并在洞口周边采取加强措施”。

IDEA StatiCa Detail（以下简称 Detail）是一款专门针对混凝土结构细部分析与设计的有限元软件，适用于各种几何形状不规则、应力分布复杂、不符合传统平截面假定的混凝土结构的局部计算，如：深梁、开孔梁、变截面梁、牛腿、基础承台、桥梁横隔板以及剪力墙等等。Detail 采用混凝土、钢筋以及粘结锚固的非线性本构模型，基于协调应力场法（CSFM）可以快速完成承载能力和正常使用极限状态的校核。

关于 Detail 软件的更多介绍，推荐阅读筑信达技术通讯文章《[混凝土结构细部分析与设计软件 IDEA StatiCa Detail](#)》。本文以某带门窗洞口的剪力墙为例，简要说明 Detail 在钢筋混凝土剪力墙分析与设计中的应用。

1 模型概述

如图 1 所示，剪力墙长 5m、高 3m、厚 0.2m，采用欧标 C25/30 混凝土和 500B 钢筋。左侧窗洞高 1m、宽 2m；右侧门洞高 2m、宽 1m。左侧和右侧墙肢的宽度为 0.5m，中间墙肢的宽度为 1.0m，墙肢宽度相差较大，剪力墙的应力分布复杂。

2 几何建模

除利用墙、梁、节点、承台以及横隔板等各类模板快速建模外，用户也可以根据需要自定义任意几何形状的二维模型。

如图 1 所示，根据剪力墙和洞口的尺寸及相对位置，在 Detail 中添加一个【墙体】对象和两个【开洞】对象，即可快速创建几何模型。然后，在剪力墙的右下角和左下角 0.5m 处，各指定一个长度为 0.5m 的线支座，左侧支座约束水平和竖向的平动位移，右侧支座仅约束竖向的平动位移。

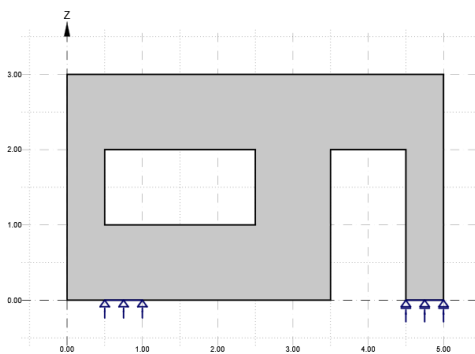


图 1 带门窗洞口的剪力墙示意图

3 施加荷载

如图 2 所示，在剪力墙顶部施加竖直向下的永久荷载（LC1）70kN/m 和可变荷载（LC2）75kN/m；在剪力墙左侧施加水平向右且沿高度线性变化的永久荷载（LC1）：顶部为 15kN/m，底部为 10kN/m。

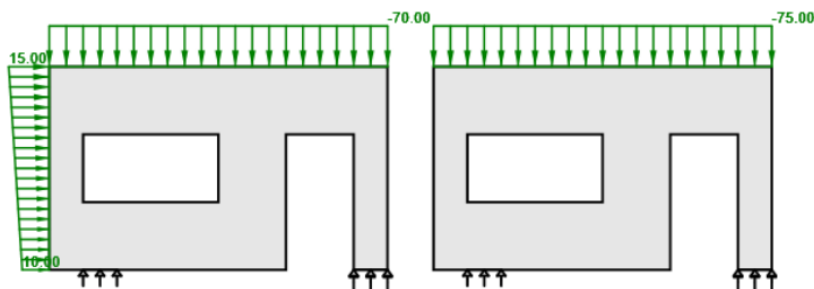


图 2 剪力墙的荷载示意图（左：永久荷载；右：可变荷载）



根据永久荷载 LC1 和可变荷载 LC2 分别定义三个荷载组合，即：

- 基本组合 $C1=1.35LC1+1.5LC2$ ，用于承载能力极限状态（ULS）校核；
- 准永久组合 $C2=LC1+0.3LC2$ ，用于正常使用极限状态（SLS）- 裂缝宽度校核；
- 标准组合 $C3=LC1+LC2$ ，用于正常使用极限状态（SLS）- 挠度校核。

4 布置钢筋

Detail 提供线性分析和拓扑优化两种辅助配筋工具。线性分析只计算采用线弹性本构模型的混凝土，忽略钢筋以及钢筋和混凝土之间的粘结和锚固，以应力云图的方式帮助用户了解混凝土受拉和受压区域的分布情况，如图 3（左）所示。拓扑优化用于计算在特定区域内混凝土材料的最优分布，优化结果代表荷载作用下的最小总应变能和最大结构刚度。如图 3（右）所示，拓扑优化的形状类似于拉杆和压杆组成的桁架模型（即拉压杆模型），用户可以以此为基础选择和优化钢筋布置方案。

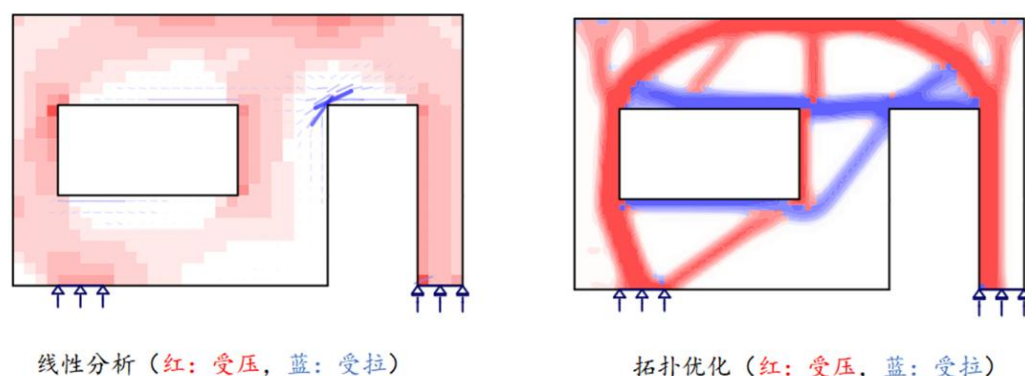


图 3 剪力墙的应力场云图和拉压杆模型

根据图 4（左）所示的配筋方案，依次添加钢筋组、倾斜钢筋、分布钢筋和洞口周边钢筋。具体来讲，左侧窗洞的周边配置局部加强钢筋和对角钢筋（2 排，2 根/排， $\Phi 8$ ），右侧门洞的左右侧和对角各配置 2 根 $\Phi 12$ 钢筋。从图 3（右）可以看出，窗洞和门洞的顶部存在贯通的拉应力区域，故门洞顶部的钢筋采用数量更多（3 根）、直径更大的 $\Phi 14$ 钢筋，同时深入窗洞顶部。最后，剪力墙顶部配置 2 根 $\Phi 12$ 钢筋，整体配置间距为 150mm 的双层分布钢筋 $\Phi 8$ 。

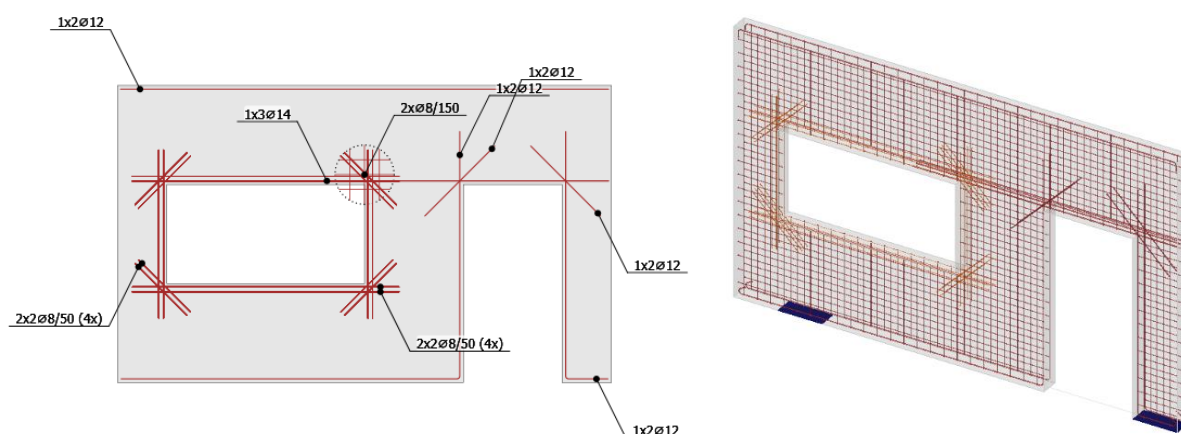


图 4 剪力墙配筋图（左：平面图；右：三维图）

5 校核结果

5.1 承载能力极限状态（ULS）校核

如图 5 所示，基本组合 C1 的剪力墙最大主压应力 15.8MPa 位于窗洞左上角，但最大应力比 98.0% 位于门洞右下角，这两个位置都是容易产生应力集中的位置。请注意，由于 Detail 采用的混凝土本构模型根据欧标引入强度折减系数 k_{c2} ，可以自动



考虑裂缝对强度的影响，故混凝土的最大主压应力和最大应力比不一定位于相同位置，如本例所示。

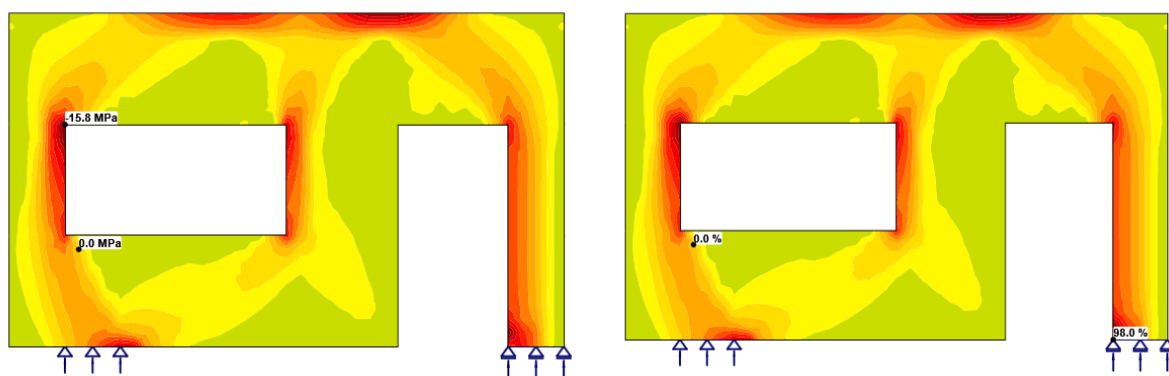


图5 混凝土强度校核（左：应力；右：应力比）

如图6所示，基本组合C1的钢筋最大拉应力447.0MPa和最大应力比95.2%均为门洞上部的水平分布钢筋。

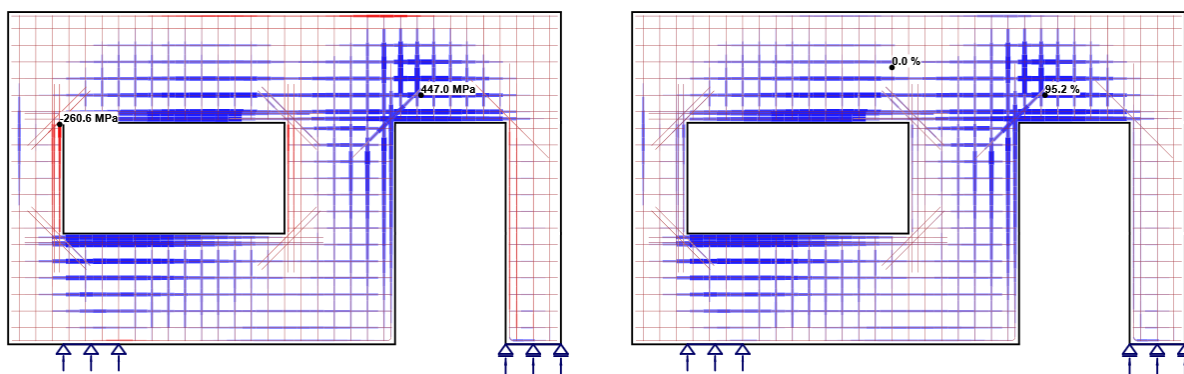


图6 钢筋强度校核（左：应力；右：应力比）

如图7所示，基本组合C1的钢筋最大粘结应力2.7MPa（应力比100%），位于门洞左上角倾斜钢筋的端部。

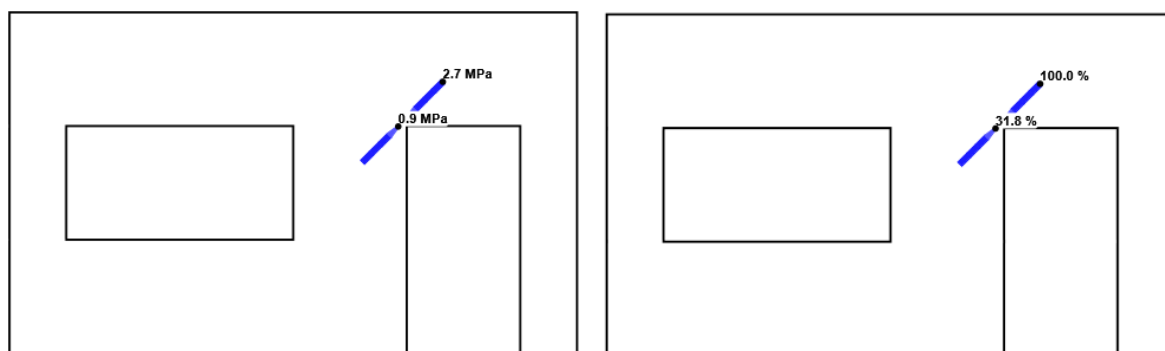


图7 钢筋锚固校核（左：粘结应力；右：应力比）

5.2 正常使用极限状态 (SLS) 校核

如图8所示，准永久组合C2的剪力墙最大裂缝宽度为0.243mm，由门洞上部的分布钢筋产生。

如图9所示，标准组合C3的剪力墙局部最大挠度（竖向位移）2.6mm，位于门洞左下角附近。

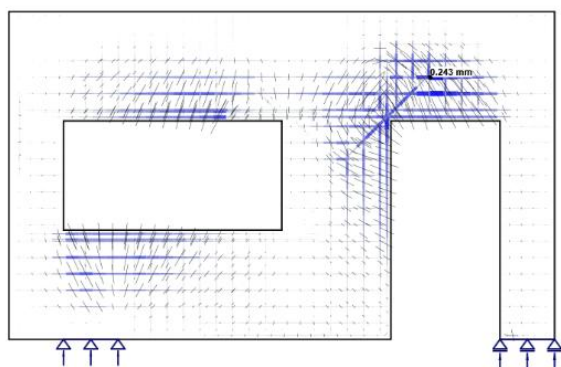


图 8 混凝土裂缝宽度

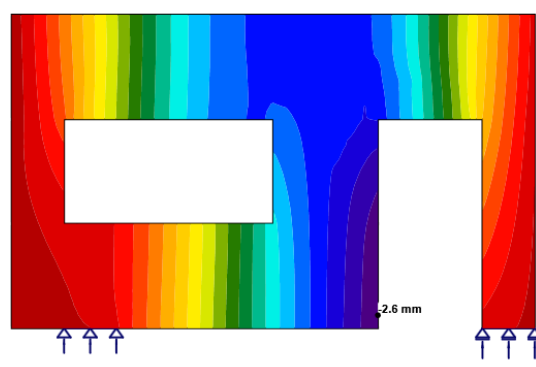


图 9 剪力墙变形图

6 总结

在各种钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计中，局部非连续区域（也称 D 区）的精细化分析一直是广大结构工程师和桥梁工程师的痛点和难点。IDEA StatiCa Detail 利用协调应力场法（CSFM），可以有效处理类似问题，如本文介绍的开洞剪力墙的平面有限元分析。

由于篇幅有限，本文无法更加全面具体地介绍 IDEA StatiCa Detail 的各个功能细节和应用技巧，感兴趣的读者可以登录筑信达官网（www.cisec.cn）、关注筑信达公众号（CISEC68924600）或拨打筑信达技术热线了解更多产品功能，也欢迎申请试用软件并提供反馈建议。

参考资料

- [1] Compatible Stress Field Design of Structural Concrete: Principles and Validation[M]. 2020.
- [2] EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of Concrete Structures, 2004.

审定：李立

返回
目录页



ETABS 施工图设计功能介绍

筑信达 王 希

ETABS 详图设计模块的主要功能是基于美标的设计结果，完成配筋计算、施工图绘制、工程量统计以及图纸整理等设计后处理工作，支持钢筋混凝土结构和钢结构。对于钢筋混凝土结构而言，能够为梁、柱、楼板/基础以及剪力墙生成施工图，包括立面图、剖面图和平面布置图，如图 1 所示；对于钢结构，可生成平面布置图，立面布置图和剖面图，并统计钢材用量。本文着重介绍混凝土详图设计的三大核心功能：钢筋选择与截断规则、详图设计与编辑、图纸管理。

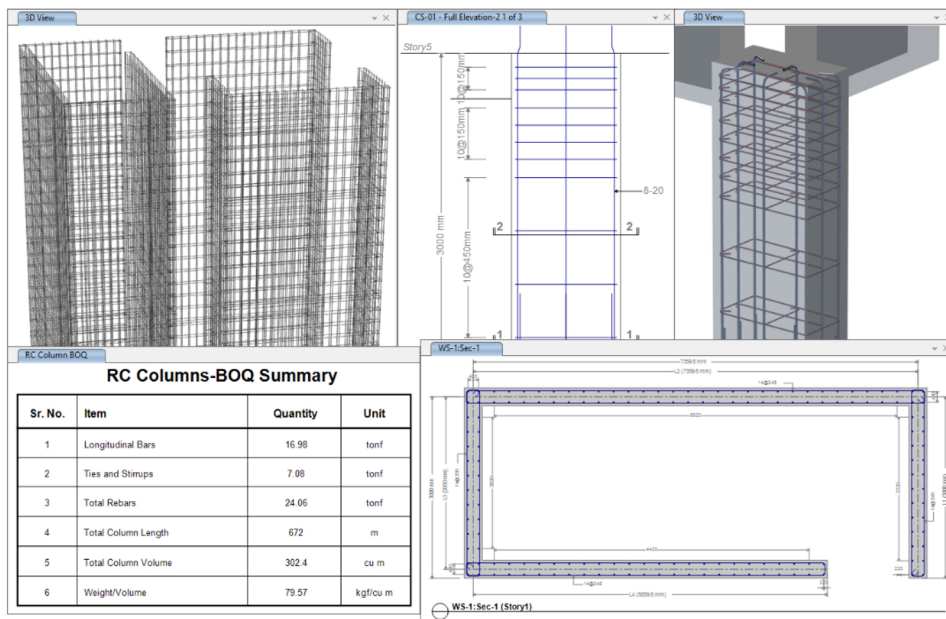


图 1 ETABS 混凝土结构施工图样图

1. 选筋与钢筋截断规则

在开始详图设计前，用户可通过“选筋与截断规则 (Bar Selection and Curtailment Rule)”命令设置配筋构造要求，包括钢筋的截断和搭接，纵筋锚固长度，钢筋直径/数量/间距的选择等。此外，程序提供了交互式详图设计的功能，用户也可以在完成详图设计后修改“选筋与钢筋截断规则”，对配筋参数进行交互式的修改和即时查看修改后的配筋结果。不同类型构件的详图规则各异，本文限于篇幅仅介绍部分通用设置，如图 2 所示为梁的选筋及钢筋截断规则设置对话框。

Concrete Beam: Bar Selection and Curtailment Rule

钢筋截断选项
Rebar Curtailment Options

☐ Use Curtailment Rules Only

☒ Use Computed Reinforcement and Curtailment Rules

☐ Check Development Length

Development Length... **锚固长度**

Curtailment Rules... **截断规则**

自定义最小配筋率

☐ Enforce User Minimum Reinforcement

Top: 0.50 % ☐ Only Where Required

Bottom: 0.50 % ☐ Along Full Length

详图选项
Rebar Detail Options

☒ Detail All Bars ☐ Detail Bars Above Typical Bars (For NonDuctile Only)

Typical Bars

☒ Apply to All Floors

Top Bars, Bar Size: #5 Number: 2

Bottom Bars, Bar Size: #5 Number: 2

☒ Only Where Required ☐ Along Full Length

选筋规则 **纵筋布局**

Rebar Selection Rules... Longitudinal Rebars in Section ...

Set to Default Values

OK Cancel

图 2 梁的选筋及钢筋截断规则设置对话框



1.1 钢筋的截断与搭接

梁、楼板和基础均涉及钢筋截断选项，如图 3 所示。对于梁和楼板，都包含截断规则的设置，并且默认的钢筋截断选项均为“采用计算配筋+截断规则”。

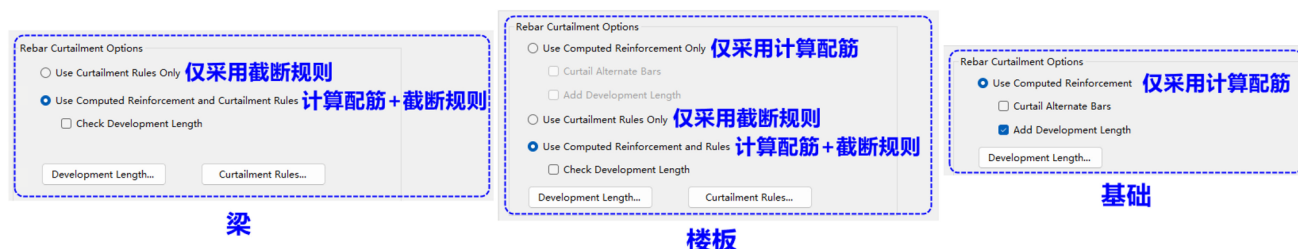


图 3 钢筋截断选项

如图 4 所示为梁的钢筋截断规则设置对话框，可用来设置纵筋的截断方式。钢筋截断规则通过为不同位置的上、下部钢筋指定三类信息进行定义。可设置的内容包括：① 支座钢筋的锚固形式：可选择直锚、90°或 180°弯锚；② 截断钢筋的长度：按净距或轴线之间距离的一定比例设置；③ 同一位置通长筋（A、C、F、H）所占总配筋的百分比。

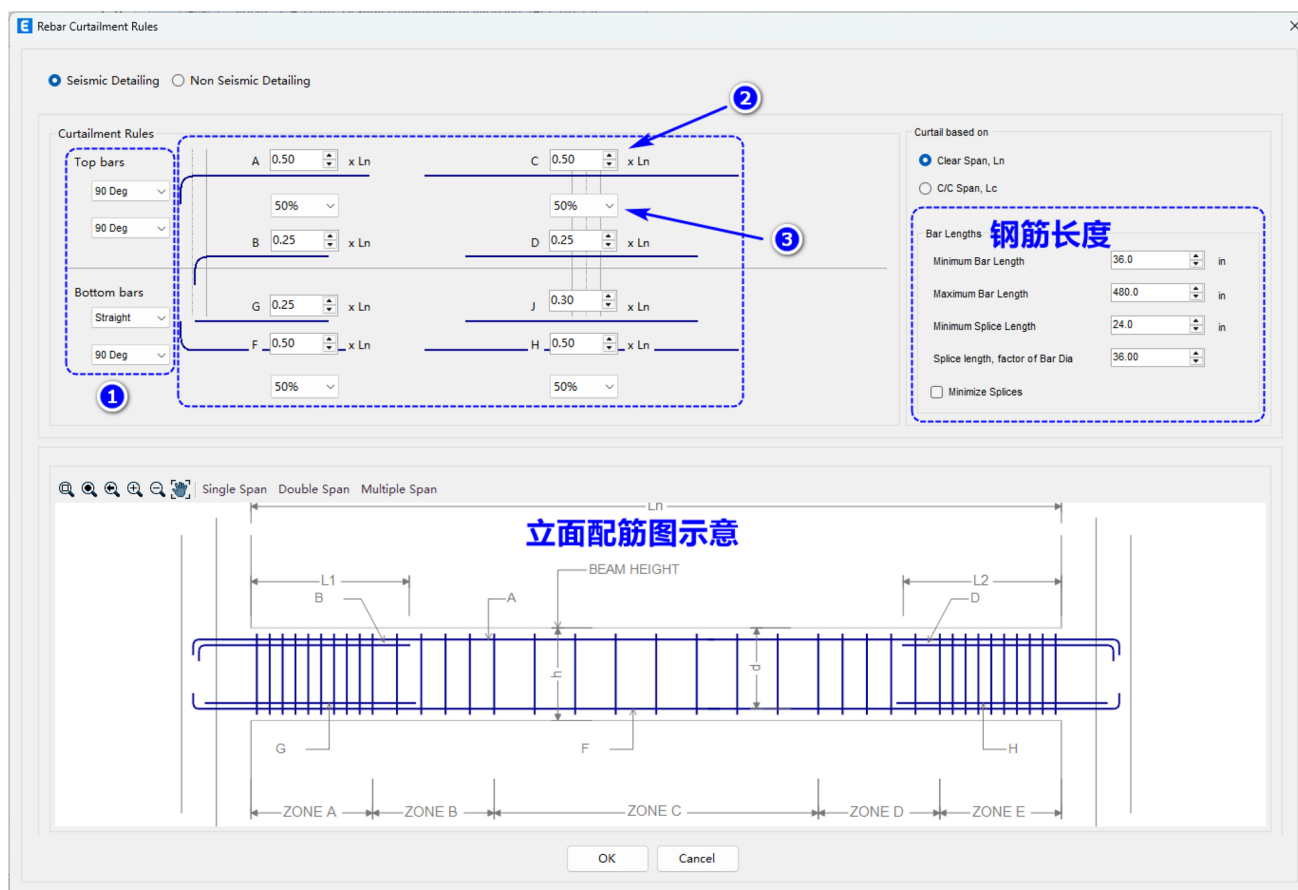


图 4 梁的钢筋截断规则设置对话框

如图 5 所示，为某榀框架梁采用默认规则生成的配筋包络图、配筋立面图以及抽筋图。配筋包络图与抽筋图一一对应，分别表示上部纵筋、箍筋、下部纵筋的配筋情况。配筋包络图中，光滑曲线表示计算配筋量，锯齿形包络线表示实配钢筋量。程序自动确保实配钢筋不小于计算配筋，并在图中标注超配率。

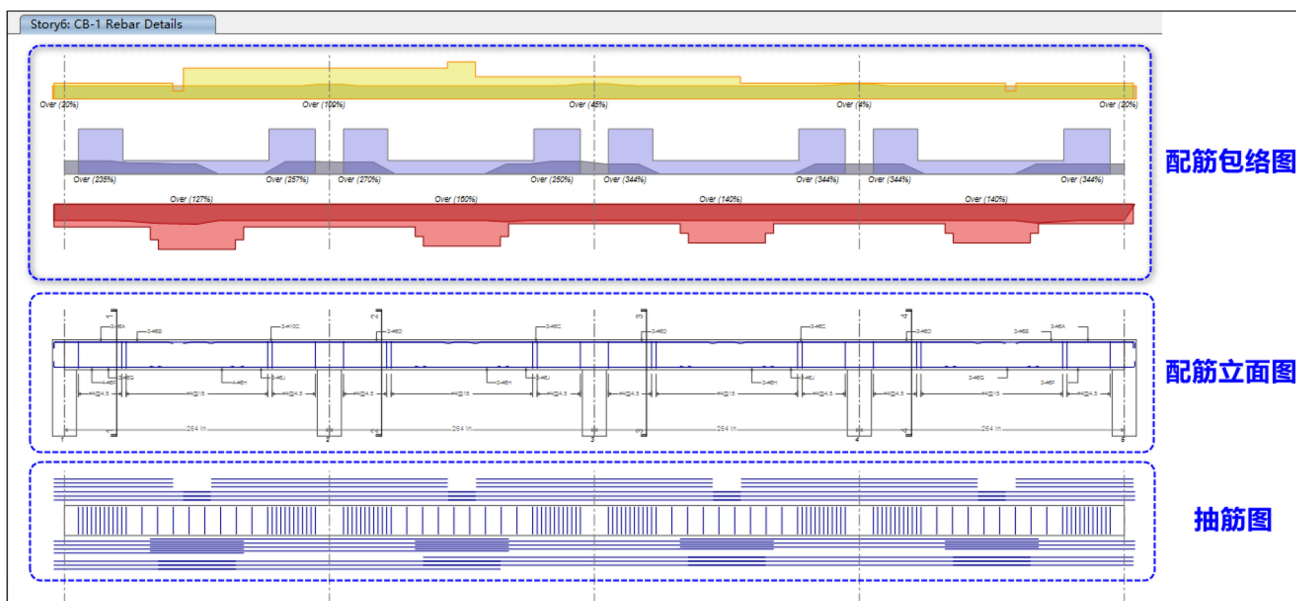


图 5 梁施工图示例

楼板的钢筋截断规则设置对话框如图 6 所示，程序默认设置基于 ACI 318-19 第 8.7.4.1 条（图 7）。

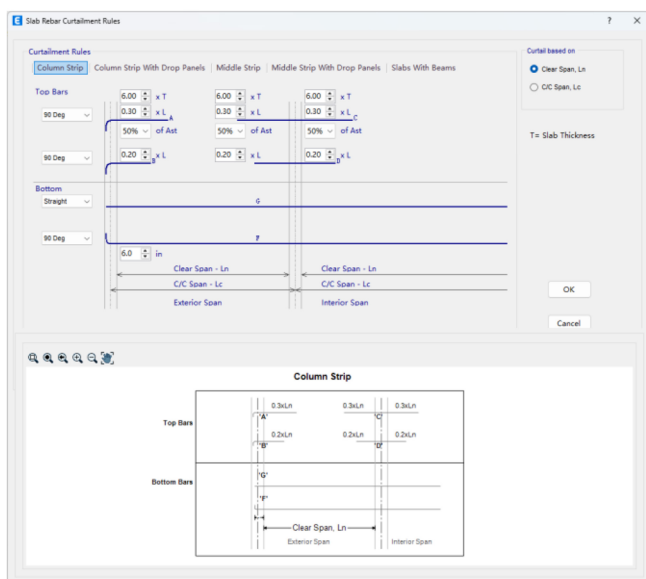


图 6 楼板的钢筋截断规则设置对话框

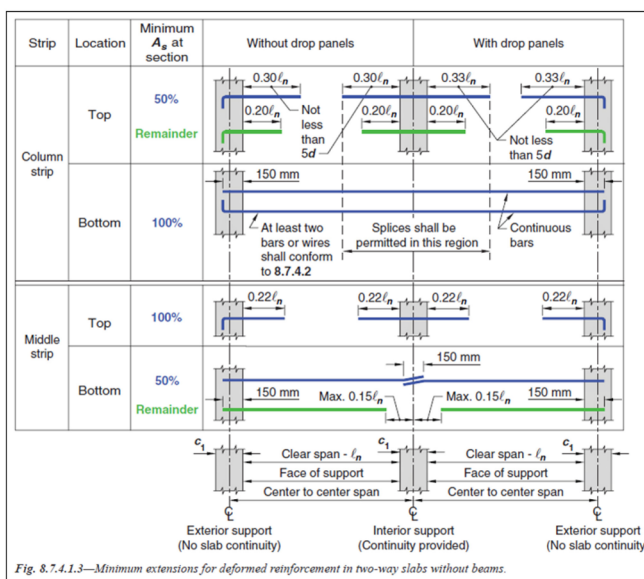


图 7 美标对楼板钢筋截断的要求

柱子主要涉及纵筋搭接规则的设置，如图 8 所示。ETABS 绘制柱施工图时，配筋信息从底层至顶层逐层表达，不做层间合并。如图 9 所示为柱子的立面图、剖面图和钢筋笼。

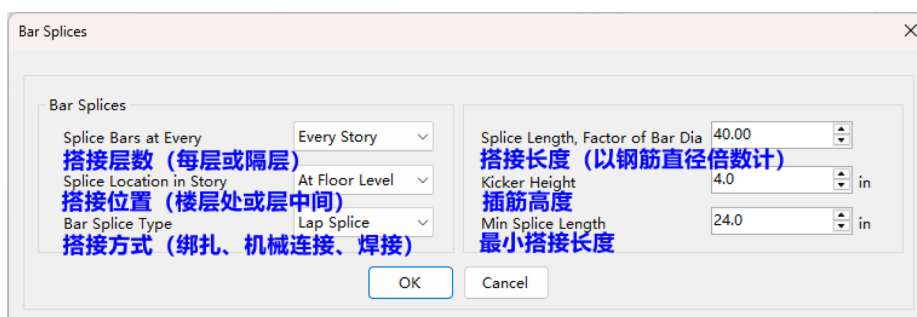


图 8 柱的搭接规则设置对话框

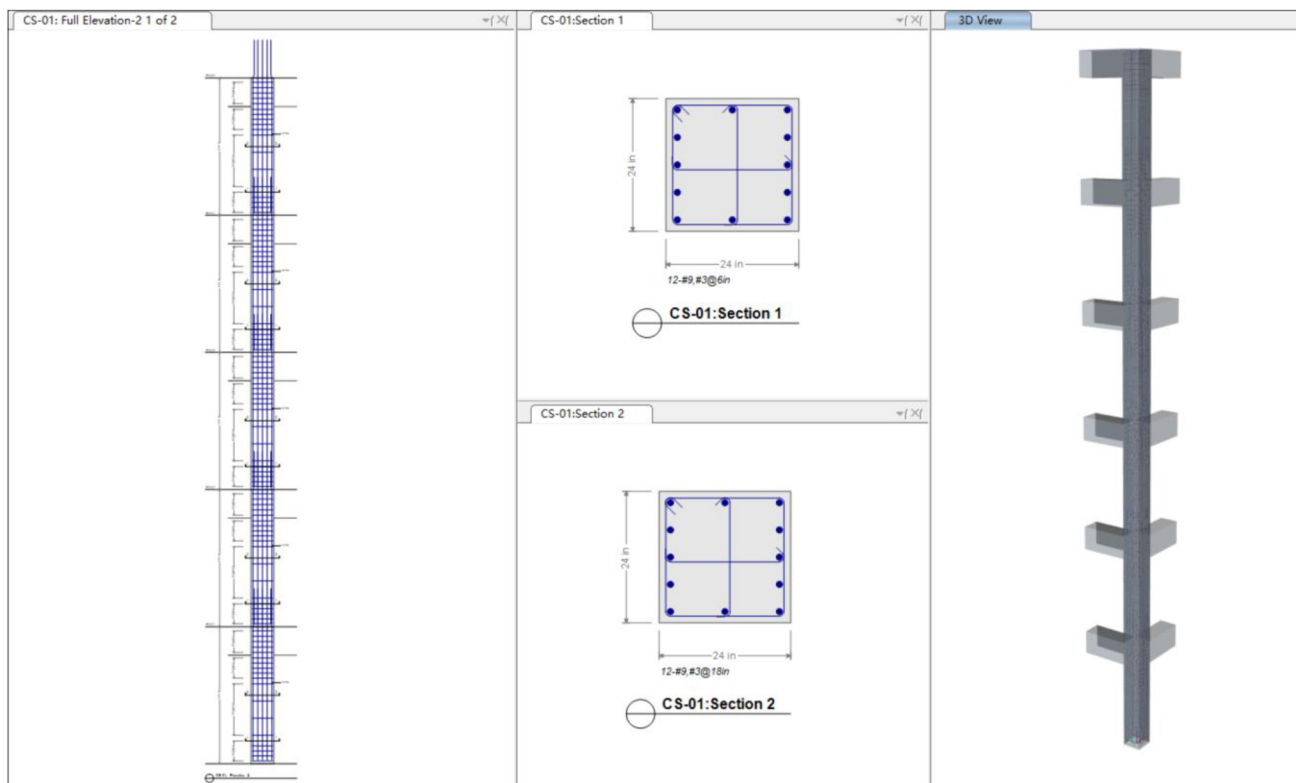


图 9 柱施工图示意

1.2 纵筋锚固长度

梁、楼板和基础均需计算纵筋锚固长度，如图 10 所示为锚固长度规则设置对话框。美标详图设计依据 ACI 318-19 第 25.4.2.3 条计算锚固长度，并依据第 25.4.2.5 条进行修正。

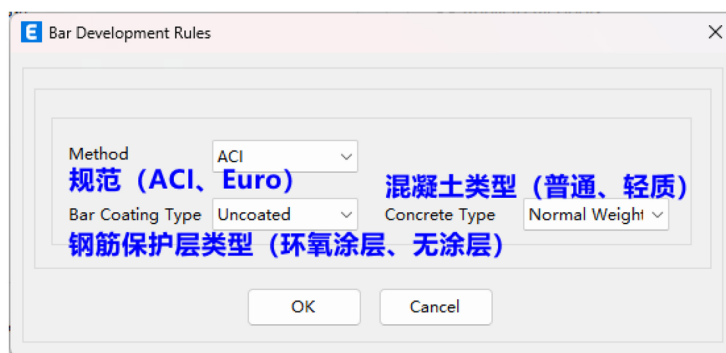


图 10 钢筋锚固长度规则设置对话框

1.2 选筋规则

程序为所有构件提供选筋规则设置，用户应结合工程实际设定钢筋直径、间距和数量。在完成详图设计后，也可通过详图编辑器实时调整配筋。

如图 11 所示为梁的选筋规则。纵筋按照位置和截断特性分为 A~J 等类型，箍筋按照加密区和非加密区分别选筋，具体可参考相应标准梁立面图。其余构件的选筋规则逻辑类似。柱子的箍筋选筋规则如图 12 所示，其中加密区长度默认依据 ACI 318-19 第 18.7.5.1 条设置，即为柱净高的 1/6、截面尺寸和最小长度（18 英寸）三者中的最大值。楼板分为无梁楼盖（柱上板带和跨中板带）与有梁楼盖，分别提供配套的选筋规则。剪力墙则按墙肢与连梁分别选筋，包括水平钢筋、竖向钢筋以及斜向钢筋。



Rebar Selection Rules

☒ Seismic Detailing ☐ Non Seismic Detailing

Bar Size

Item	A	B	C	D	F	G	H	J
Bar Sizes 钢筋直径								
Smallest Bar Size 最小钢筋直径	#4	#4	#4	#4	#4	#4	#4	#4
Largest Bar Size 最大钢筋直径	#9	#9	#9	#9	#9	#9	#9	#9
Preferred Bar Size 优选直径	#6	#6	#6	#6	#6	#6	#6	#6
Bar Numbers 钢筋数量								
Minimum Number of Bars 最小钢筋数量	2	0	2	0	2	0	2	0
Maximum Number of Bars 最大钢筋数量	100	100	100	100	100	100	100	100

Stirrups Legs

Item	Zone A	Zone B	Zone C	Zone D	Zone E
Bar Sizes 箍筋直径					
Smallest Bar Size 最小箍筋直径	#3	#3	#3	#3	#3
Largest Bar Size 最大箍筋直径	#6	#6	#6	#6	#6
Preferred Bar Size 优选直径	#4	#4	#4	#4	#4
Spacing 箍筋间距					
Minimum Spacing (in) 最小间距	3	3	3	3	3
Maximum Spacing (in) 最大间距	6	18	18	18	6
Maximum Spacing (Factor of beam depth) 最大间距 (梁高度的倍数)	0.25	0.5	0.5	0.5	0.25
Maximum Spacing (Factor of main bar dia) 最大间距 (主筋直径的倍数)	6				6
Maximum Spacing (Factor of tie dia) 最大间距 (箍筋直径的倍数)	16	48	48	48	16
Stirrups Legs 箍筋肢数					
Minimum Number of Legs 最小肢数	2	2	2	2	2
Maximum Number of Legs 最大肢数	4	4	4	4	4
Maximum Spacing of Legs 最大肢距	14	28	28	28	14
Maximum Spacing of Legs (Factor of beam web width) 最大肢距 (梁腹板宽度的倍数)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Maximum Spacing of Legs (Factor of main bar dia) 最大肢距 (主筋直径的倍数)	16	16	16	16	16
Maximum Spacing of Legs (Factor of tie bar dia) 最大肢距 (箍筋直径的倍数)	48				48
Others					
Stirrup Type 箍筋弯钩形式	135 Deg	135 Deg	135 Deg	135 Deg	135 Deg
Zone Length (Factor of beam height) 加密区长度 (梁高度的倍数)	2				2

图 11 梁的选筋规则设置

Confinement: Seismic Detailing

Confinement Zone 箍筋加密区长度

Factor of Column Height 0.17

Factor of Section Size 1.00

Minimum Length 18.0 in

Outer Hoop 外圈箍筋形式

Hoop Type Rectangle-135

Internal Ties 内圈箍筋

☒ Provide Internal Ties

Tie Type L-Ties

☐ Every Bar

☒ Alternate Bar

☐ Every Third Bar

OK Cancel

图 12 抗震柱的箍筋选筋

1.3 钢筋布局

梁的钢筋布局设置主要包括纵筋间距与腰筋布置方式，如图 13 所示。柱子和剪力墙则可在建模或设计阶段指定配筋方案，详图设计时可选择“使用已定义配筋”或“按选筋规则和计算结果配筋”。

Longitudinal Rebars in Sections

Longitudinal Rebar Layout in Section 纵筋布局

☒ Absolute ☐ Relative to Largest Bar Dia

Maximum Bar Spacing, x 最大间距 6.0 in

Minimum Bar Spacing, x 最小间距 1.0 in

Spacing Between Layers, y1 钢筋层间间距 1.0 in

Minimum Number of Bars in each Layer 每层最小钢筋数量 2

Maximum Number of Layers 最大钢筋层数 4

Additional Bars in Beam Web 梁侧面附加钢筋 (腰筋)

Provided for Beam Depth Greater Than, h 10.0 in

Bar Size 钢筋直径 #4

Maximum Bar Spacing, s 钢筋最大间距 12.0 in

Factor of Beam Height, h 梁高的倍数 1.00

Placement of Skin Bars 侧面钢筋的布置 Full Length

Note: These rules may not be satisfied in all conditions

OK Cancel

图 13 梁纵筋布局设置



2 详图设计与编辑

在完成选筋与构造规则设置后，用户可运行详图设计命令，程序将自动进行配筋与施工图绘制。详图设计完成后，将自动弹出详图编辑器，如图 14 所示。详图编辑器为用户提供了强大的交互式详图设计的功能，包括修改配筋、修改选筋规则等；所有修改的结果将实时更新到图纸中。

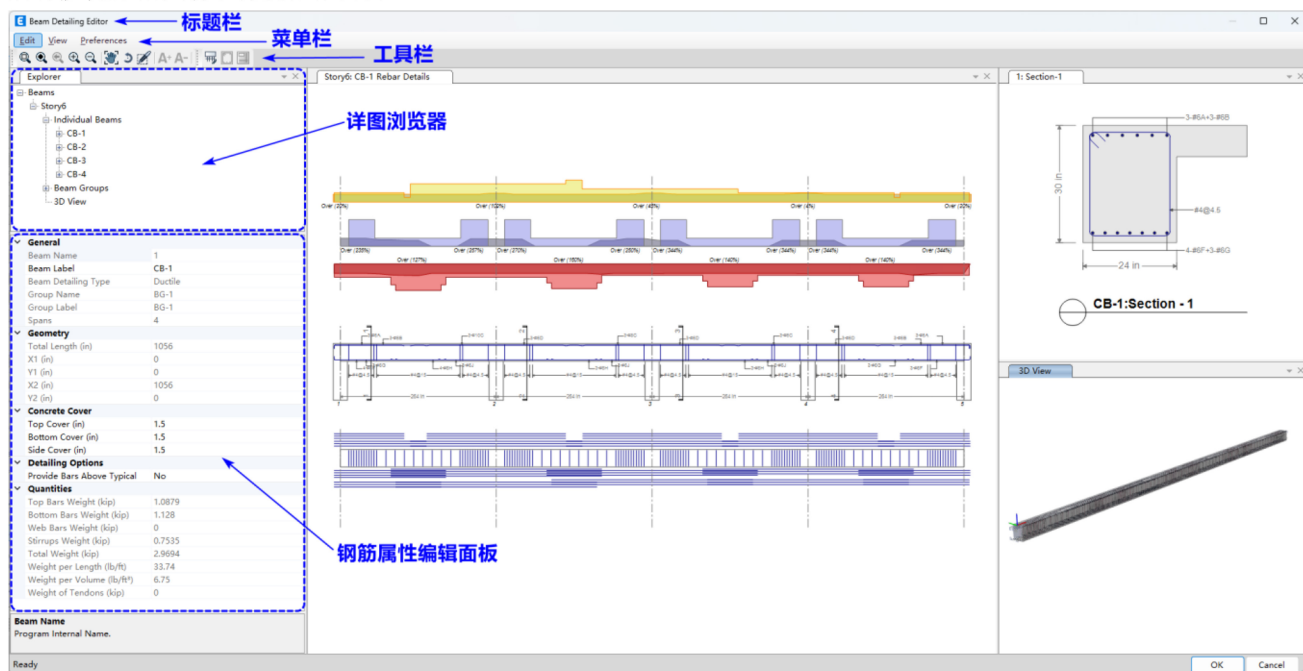


图 14 详图编辑器

2.1 详图浏览器

详图浏览器是管理详图的树状导航栏，提供详图编辑（*Rebar Details*）和详图显示（*Views*）两大功能，如图 15 所示。其中，编辑功能允许用户查看详图并交互式修改配筋结果；显示功能则仅支持查看详图，除了立面图、剖面图和平面图以外，还包括钢筋笼（3D 视图中真实地显示每根钢筋）。对于梁和柱等构件，用户还可定义对象组，实现批量编辑与查看。

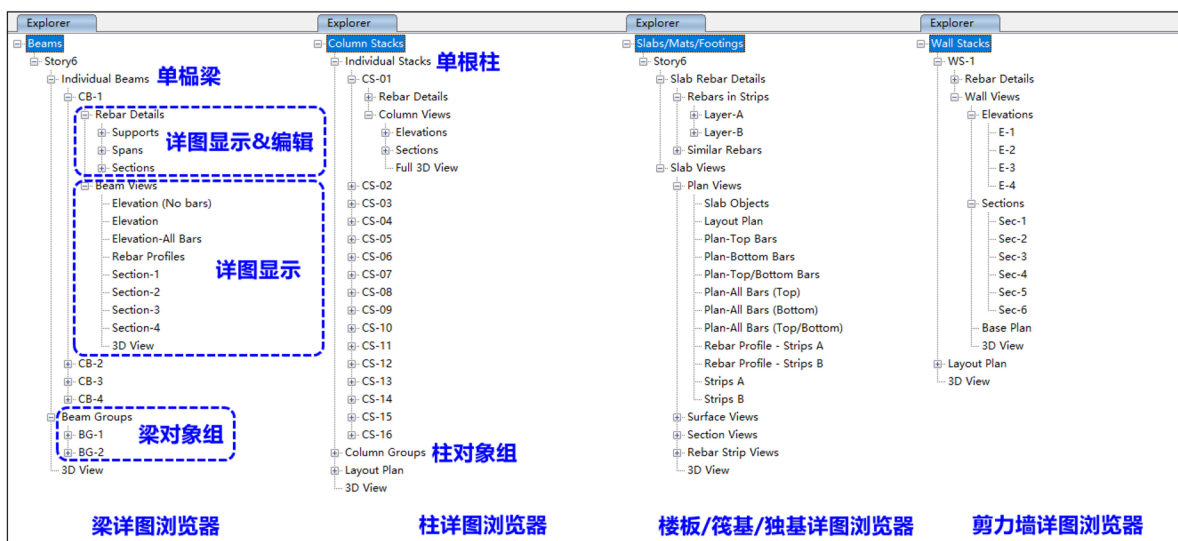


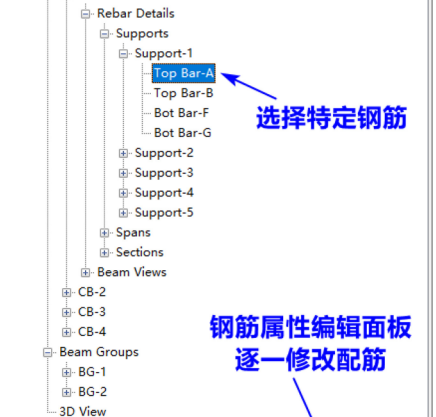
图 15 详图浏览器

2.2 交互式钢筋编辑

用户可以在详图编辑器中通过交互式钢筋编辑功能修改配筋结果，主要有两种方式：一是通过表格进行批量修改，二是通过钢筋属性编辑面板逐一修改。以下以梁构件为例进行说明：

[illegible]

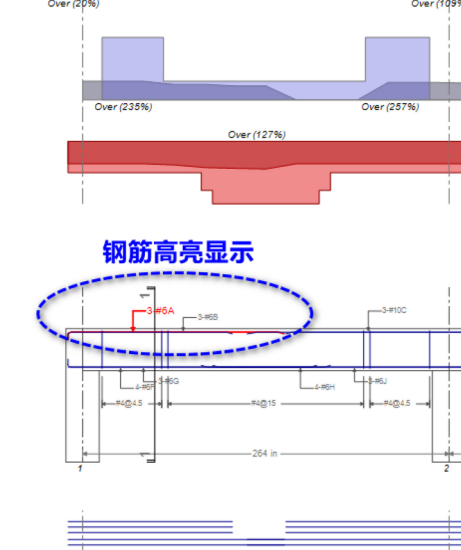
图 16 批量修改配筋结果



选择特定钢筋

钢筋属性编辑面板
逐一修改配筋

Bar Size and Location	
Bar Type	A
Bar Size	#6
Number	3
Start Offset (in)	-10.5
End Offset (in)	145.5
Length (in)	156
Reinforcement	
Required As (in ²)	2.2
Provided As (in ²)	1.32
Total Bar Length (in)	468
Bar Weight (kip)	0.0584



钢筋高亮显示

图 17 逐一修改配筋结果



3 图纸管理

详图设计完成后，用户可通过“图纸管理器（Drawing Manager）”将构件施工图、配筋表、工程量统计表一键整理至图纸中，并支持导出为 AutoCAD（DWG 或 DXF）格式文件。如图 18 所示为在图纸中插入施工图与表格的操作流程与效果。

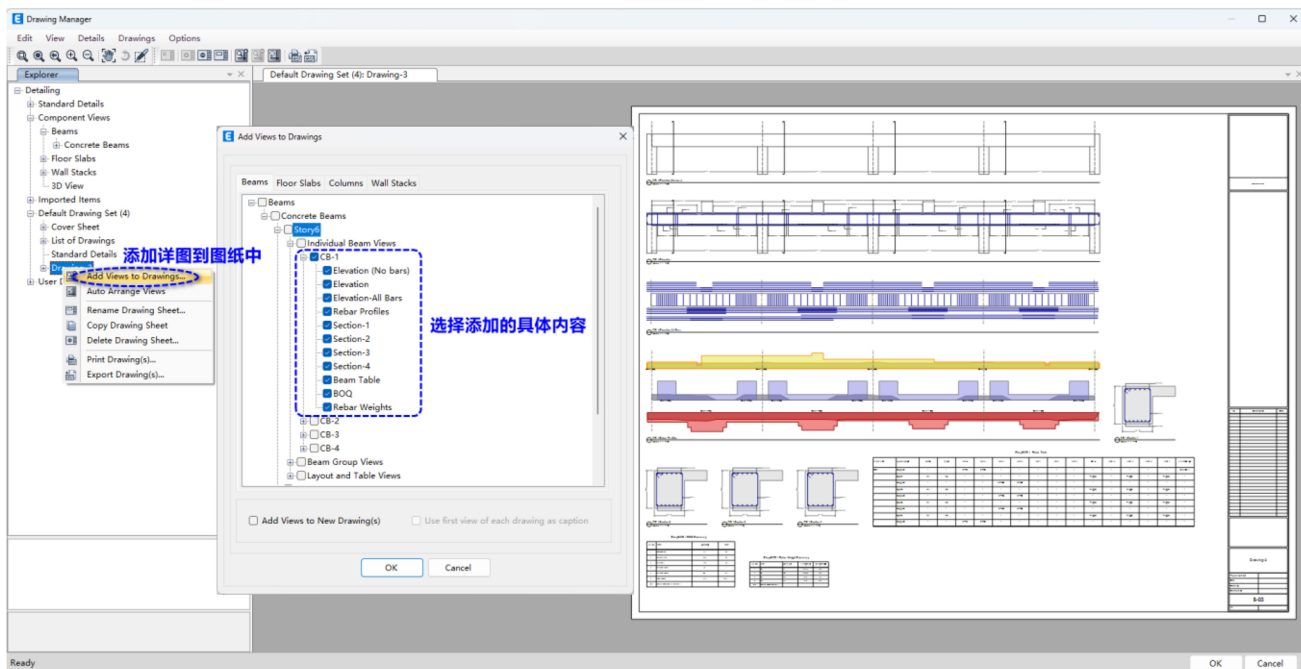


图 18 图纸中添加详图和表格

如图 19 所示为某楼层的梁配筋表，程序按支座与跨中分别显示纵筋与箍筋，并支持按楼层、樁或对象组分类统计，最终生成全楼工程量与钢筋重量汇总表。

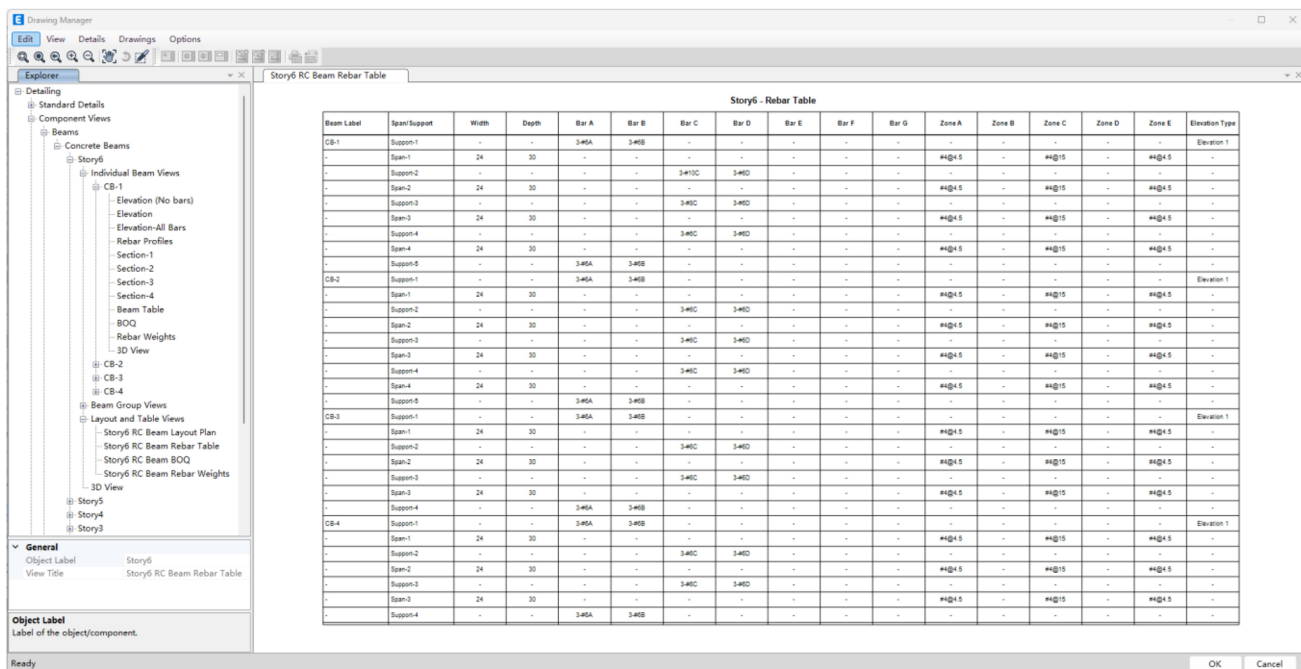


图 19 某楼层梁配筋表

图 20 为某根柱在全楼范围内生成的立面图、配筋表与工程量统计表。表格与图纸对应，便于查阅不同楼层的配筋信息。

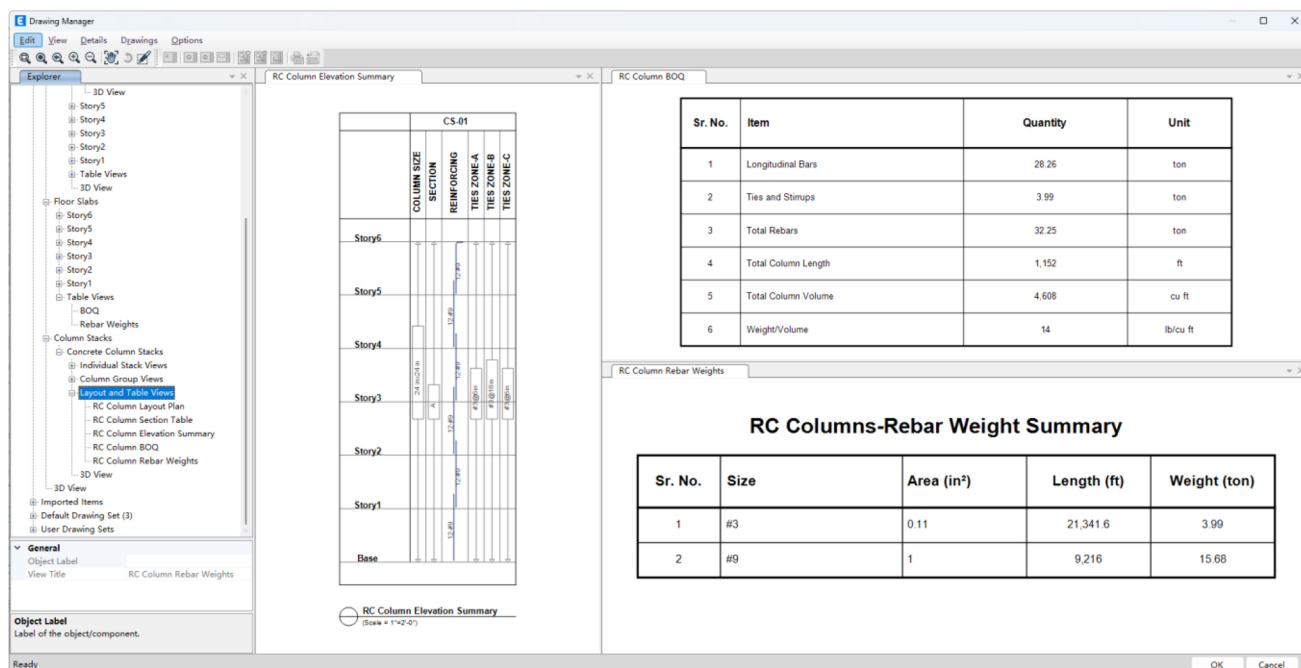


图 20 柱配筋表和工程量统计表

4 小结

ETABS 中的详图设计模块是面向美标结构设计的后处理功能，可读取程序的计算配筋或给定的配筋方案（针对柱和墙），并依据选筋规则自动生成施工图，同时支持交互式修改配筋结果。最终施工图和表格可整理至图纸中，并导出为 AutoCAD 格式文件，用于后续出图与整理。

在国外项目实践中，结构工程师与绘图员分工明确：工程师负责出具结构施工图（Structural Construction Drawings），而下料施工图（Shop Drawings）则由详图深化团队基于设计图进一步编制，二者在职责及图纸内容上有明确区分。

由于 ETABS 是一款结构分析设计软件，主要服务于结构工程师，因此其详图深化的程度还不足以直接用于施工。当前在构造校核、下料尺寸等方面仍需要人工补充更细节的工作。因此，用户在使用该功能时，应明确当前项目的实施阶段以及图纸深度要求，合理使用该模块所生成的施工图。

参考资料

[1] Computers & Structures Inc. ETABS v22.5.1 联机帮助文档

[2] ACI 318-19. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary [S]. American Concrete Institute, 2019.

审定：李立

DOI:10.19701/j.jzjg.20232472

高层连体结构连接体楼板有效刚度的研究与应用

李 立¹, 周立浪², 李楚舒¹, 扶长生²

(1 北京筑信达工程咨询有限公司, 北京 100043; 2 上海长福工程结构设计事务所, 上海 200011)

摘要: 围绕高层连体结构中的连接体楼板受力及设计的相关问题进行讨论。以连接体楼板的变形特征作为切入点,应用损伤力学基本原理,对连接体楼板混凝土的损伤以及受损混凝土弹性模量劣化导致内力重分布效应进行了详细深入的研究。按唯像学理论,采用逆向思维的方式,提出建立分块刚性隔板的三维分析模型以及采用宏观的、半经验刚度折减系数把连接板弹性刚度折减为有效刚度进行等效弹性分析的实用分析方法,实现了连接体楼板混凝土与钢筋之间、连接体楼板与连接钢桁架之间的内力重分布。采用该研究成果及设计方法,可以改善由于盲目使用“零刚度”连接体楼板带来的施工困难等问题,进而提升此类结构设计的技术经济指标。

关键词: 高层连体结构; 连接体楼板; 刚度折减系数; 有效刚度; 应力重分布

中图分类号: TU375 **文献标志码:** A **文章编号:** 1002-848X(2025)10-0034-11

[引用本文] 李立,周立浪,李楚舒,等. 高层连体结构连接体楼板有效刚度的研究与应用[J]. 建筑结构,2025,55(10):34-44. LI Li,ZHOU Lilang,LI Chushu,et al. Research and application on effective stiffness of connector floor slabs in high-rise connected structures[J]. Building Structure,2025,55(10):34-44.

Research and application on effective stiffness of connector floor slabs in high-rise connected structures

LI Li¹, ZHOU Lilang², LI Chushu¹, FU Changsheng²

(1 Beijing CIS Engineering Consulting Co., Ltd., Beijing 100043, China;

2 Shanghai Chinafu Structural Design Inc., Shanghai 200011, China)

Abstract: The discussion centers around the issues related to the force and design of the connector floor slabs in high-rise connected structures. Taking deformation characteristics of the connector floor slabs as a key point, the basic principles of damage mechanics were applied to conduct a detailed and in-depth study on the damage evolution in the connector floor slabs concrete and the resultant internal force redistribution effects caused by elastic modulus degradation of compromised concrete. Adopting the contrary thinking according to phenomenology, a practical analysis method is proposed, by using the equivalent elastic analysis of a 3D analysis model, in which each tower has its own rigid diaphragm and the elastic stiffness of the connector floor slabs is reduced to an effective stiffness by a macroscopic, semi-empirical stiffness reduction factor, to realize the stress redistribution between the concrete and reinforcement of the connecting slabs, as well as between the connector floor slabs and supporting steel gird. Adopting this research outcome and its design method can mitigate construction difficulties and other issues arising from the indiscriminate use of “zero stiffness” connector floor slabs, thereby improving the technical and economic indicators of this type of structural design.

Keywords: high-rise connected structure; connector floor slab; stiffness reduction factor; effective stiffness; stress redistribution

0 前言

按连接体的几何形状,可以把高层连体结构归纳为两大类型。一类为连接体层数较多、跨度较短的连体结构。从宏观概念上,此类连体结构的基本动力特性可以粗略地近似为巨型框架结构。连接体与主塔的连接层形成一个整体,相当于巨型框架梁,主体结构相当于巨型框架柱,两个典型的实例为北京中央电视台大楼和苏州东方之门^[1-2]。此类连体结构的连接体楼板(简称连接板)按规范规定

进行分析与设计,等同于主塔的楼板。另一类为连接体层数较少、进深较窄、跨度较长的连体结构,这是本文的主要研究对象,该类连接体的主要建筑功能为带或不带辅助功能、连接两端主塔的连接廊,外形宛如一座连接两端主塔的连接桥,如马来西亚双子塔^[3]。此类连体结构除连体层以外,连接体对主体结构的基本动力特性一般不会产生实质性的影响。连接体一般会采用钢桁架+混凝土连接楼板的结构形式,且连接板一般不满足刚性隔板的要求。在地

返回
目录页

第一作者:李立,硕士,高级工程师,主要从事建筑结构抗震分析及工程有限元软件应用,Email:lili@cisec.cn。

通信作者:扶长生,硕士,教授级高级工程师,主要从事抗震理论研究和工程实践,Email:cfstruct@icloud.com。

25

震作用下,连接体相当于一根具有水平弯曲、剪切、拉压性能的弹簧。在实际工程中,这是一种应用广泛、分析复杂的连体结构。对此类连体结构连接板的应力分布、开裂、裂缝分布、截面刚度劣化以及由此导致与连接钢桁架之间内力重分布等方面的学术研究较少,《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)(2016 年版)对截面开裂导致刚度劣化的效应缺乏明确的指导意见。实际工程中往往会把连接板(有时包括与连接体同层、与连接体相邻的主塔楼板)设计为带水平钢桁架的楼板,并在分析模型中,指定为“零刚度”板,略去混凝土的全部贡献,造成技术、经济指标过差。

为不失问题的一般性,本文拟对上述连桥式高层连体结构混凝土连接板开裂后的有效刚度、内力重分布效应等理论问题以及对连接钢桁架构件设计的影响展开讨论,并使用典型算例进行详细说明。主体结构性能设计详见文献[4]。

1 混凝土结构的能量平衡和损伤演化

地震波通过土与结构基础接触界面向上传播,在有效持续时间段内不断地向结构输入能量^[5]。按热力学第一定律的能量守恒和第二定律的不可逆过程,结构的动能和内能不断增大,以耗散输入的能量,保持实时平衡。细观上,材料的熵值逐渐增大;宏观上,材料的力学性质,如强度、刚度、耗能能力等逐渐劣化。当结构的动能和内能基本不再继续增大时,处于一个相对平稳的高位平台。平台一直延伸至有效持续时间段末,系统和外界的能量处于最终平衡状态。若结构具有足够的强度、延性及耗能能力,性能水准符合目标性能的要求,就意味着结构能全部耗散地震波输入的能量,抵御预期地震作用的冲击,满足抗震设计的要求。

混凝土是多相复合材料,在硬化过程中,混凝土内部就具有了随机分布的微孔洞、微裂纹等初始缺陷或初始损伤。在受力过程中,损伤演化使微孔洞、微裂纹互相贯通发展成细观裂缝并逐渐变宽,刚度逐渐劣化。损伤演化的不可逆导致了应力-应变曲线的非线性行为。《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)(2015 年版)(简称混凝土规范)附录 C 给出的应力-应变曲线反映了损伤的演化对宏观特性的影响^[6]。

2 连接板的变形特征

在重力荷载作用下,钢筋混凝土连接板与连接钢桁架一起发生纵向整体弯曲变形。同时伴随横向钢梁附近的平面外局部波浪式弯曲变形。图 1(a)为其竖向整体弯曲变形示意图。

在地震作用下,弱连接板不仅发生自身质量产生的惯性力作用下的变形,还发生主体结构相对位移引起的变形。其主要的变形特征大致可分解为:1)自身惯性力导致的平面内水平弯曲变形;2)两端主体结构横向水平位移差导致的平面内剪切变形;3)主体结构对称转动导致的平面内双向弯曲变形;4)主体结构反对称转动导致的平面内双向弯曲变形;5)主体结构构件竖向位移差导致的平面外翘曲变形,如图 1(b)~(f)所示。复杂的变形导致弱连接板在重力荷载和地震的共同作用下产生大范围的裂缝。

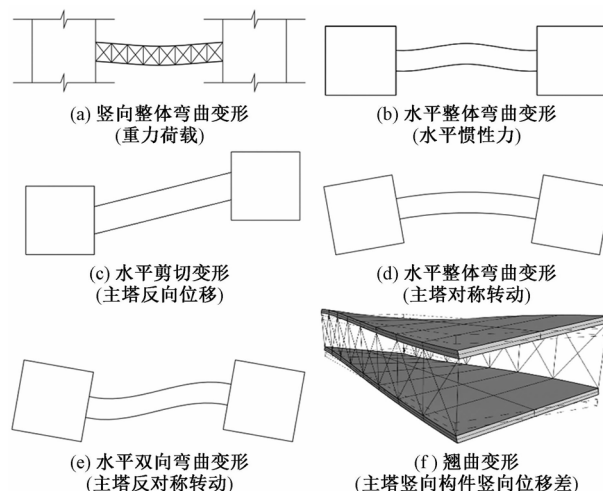


图 1 连接板变形分解示意图

3 截面的有效刚度

混凝土具有不对称的力学特性。在正常使用极限状态下,重力荷载将导致受弯构件的受拉侧外缘纤维开裂、产生竖向裂缝。在地震作用下,混凝土水平构件带裂缝工作也是必然的。

损伤力学使用损伤变量 d 评估材料的损伤程度,结合热力学第一定律和第二定律,对材料本构关系建立了一个更加完备的理论体系^[7-8]。但在确定性损伤力学的构架下,从细观上直接建立损伤与非线性变形之间的定量关系,确定损伤势的解析表达式等方面,尚需要在大量试验数据的基础上,从试验方法、理论和实践中,开展更进一步深入研究。

使用唯像学理论,通过试验的宏观现象建立一个半经验公式来定量反映混凝土的细观损伤效应,是混凝土结构理论中的一种常用方法。按损伤力学有效应力空间理论,在变形等效的假定下,受损材料的弹性模量 E_0 降低为有效弹性模量 $\bar{E}$,即 $\bar{E} = (1 - d)E_0$ 。

按此原理,本文通过典型算例在重力荷载下的

非线性分析,研究了连接板开裂、刚度劣化引起的内力重分布效应,并在此基础上,参考国外规范^[9-12]的有关规定,半经验地估计截面刚度折减系数 R 的合理范围,把连接板的弹性刚度(包括弯曲、剪切和轴向刚度)折减为有效刚度,使用等效弹性分析来综合反映混凝土损伤、徐变以及开裂截面有效高度减小等效效应,实现连接板与钢桁架之间的内力重分布。

4 算例——连接体重力荷载分析

4.1 概况

本算例从工程实践中抽象得到,为由高塔、低塔、连接体组成的非对称连体结构。高塔结构高度为 180m,共 40 层,低塔结构高度为 117m,共 26 层,层高均为 4.5m。在标高 94.5m(21 层顶)处设一层连廊,层高为 4.5m,长度为 64m,宽度为 20m,连廊层平面简图、刚接连桥式连体结构三维模型分别如图 2、3 所示。本文加大了高低塔的不对称性以及连接体的长宽比,把连接体设置在较高楼层,且与主塔之间的连接设置为刚性连接,以增加连接板变形的复杂程度。主塔结构体系为钢筋混凝土框架-核心筒结构。表 1 为主塔首层构件几何尺寸,表 2 为钢连接桁架构件几何尺寸。混凝土板+钢梁连接板厚度为 150mm,混凝土强度等级为 C40,双层双向配筋 HRB400,Φ 12@150。

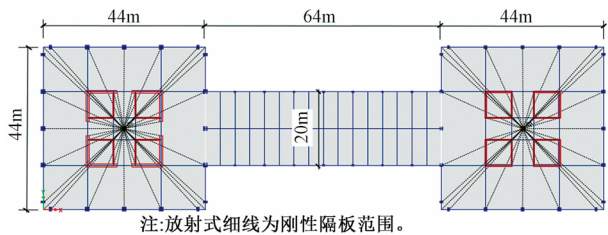


图 2 连廊层平面简图

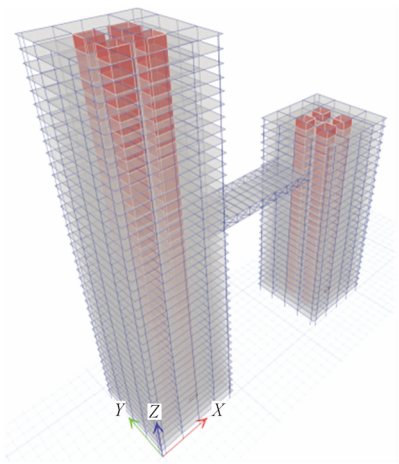


图 3 刚接连桥式连体结构三维模型

表 1 主塔首层构件几何尺寸/mm

构件类型	截面尺寸
外框梁(宽度×高度)	700×750(高塔),600×750(低塔)
楼面梁(宽度×高度)	500×650(高塔),500×650(低塔)
边框柱(宽度×高度)	1 250×1 250(高塔),1 000×1 000(低塔)
角柱(宽度×高度)	1 250×800(高塔),1 000×700(低塔)
筒体外墙厚度	800(高塔),700(低塔)
筒体内墙厚度	300
连梁高度(X向/Y向)	900/1 000(高塔),500/700(低塔)

注:1)与连廊相连的楼面梁为型钢混凝土梁,截面尺寸为 800×650mm(宽度×高度);内嵌型钢 H400×500×25×25,钢材牌号为 Q355;柱、墙、梁混凝土强度等级均为 C50。2)连梁宽度同墙宽,内、外墙的连梁高度相等;楼板厚度为 120mm。

表 2 钢连接桁架构件几何尺寸/mm

构件类型		截面尺寸
两侧纵向桁架	上下弦杆(箱形截面)	650×400×20×30
	竖向腹杆(箱形截面)	500×400×38×38
	斜向腹杆(箱形截面)	500×400×38×38
		400×400×38×38
400×400×18×18		
横向钢梁	框架梁(箱形截面)	650×500×36×36
	次梁(H型钢)	400×400×21×21
纵向钢梁	框架梁(H型钢)	500×300×11×18

4.2 重力荷载分析——壳单元

对连体结构按 1.0 恒荷载+1.0 活荷载的工况进行竖向加载,使用 ETABS 进行使用极限状态分析^[13]。采用壳单元模拟连接板以及与连接板相邻的主塔楼板,单元平面尺寸 1m×1m,壳单元厚度与板厚相同。本算例 21 层连接板与连接钢桁架的下弦杆连接。下弦杆受拉使 21 层连接板的受拉损伤导致的刚度劣化最为严重,为设计控制构件。沿 X 向的纵向应力(S_{11})为设计控制应力。为简洁起见,以下仅分析 21 层连接板挠度、裂缝分布以及 S_{11} 的分布。详细的分析结果见文献[4]。

4.2.1 挠度分析

按 BS EN 1992-1-1:2004^[14]进行连接板弹性挠度线性分析和考虑楼板截面开裂效应的开裂挠度非线性分析。非线性分析中,程序自动计入截面开裂、刚度劣化引起的内力重分布效应。作为对比,图 4、5 分别为弹性挠度、开裂挠度分布图,由图可知弹性最大挠度为 152mm,开裂最大挠度为 168mm,约为弹性挠度的 1.1 倍。挠跨比为 1/383,满足设计要求。

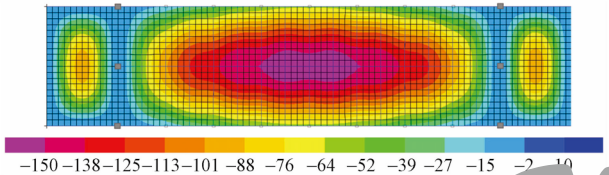


图 4 弹性挠度分布图/mm

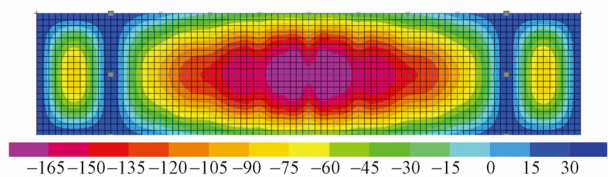


图 5 开裂挠度分布图/mm

4.2.2 裂缝分析

图 6 为 21 层连接板的裂缝分布图。连接板前后两侧受到钢桁架下弦杆拉应力的作用,与预期相同,板底是裂缝发生的密集区域。由图 6 可知,弥散裂缝几乎发展到整个板底,中部区域最大裂缝宽度约为 0.2mm。跨中横向钢梁上方的板顶由于发生局部弯曲,出现了 0.1~0.2mm 的裂缝,但均满足设计要求。柱边板应力集中的单元属于框架梁的翼缘部分,将会得到梁翼缘配筋的加强。

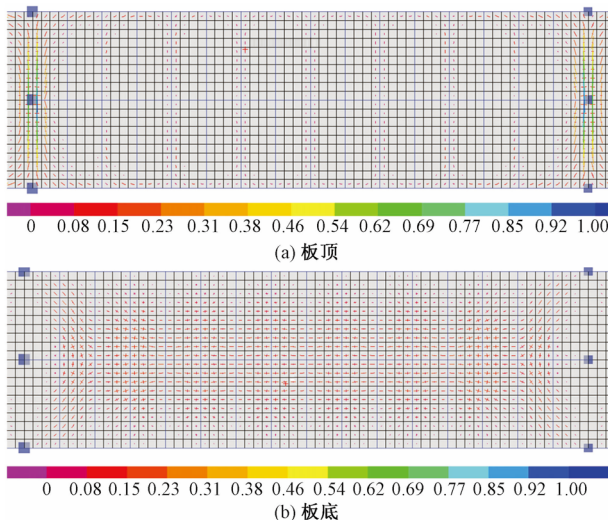


图 6 21 层连接板裂缝分布/mm

4.3 重力荷载分析——实体单元 (CDP 模型)

本文使用 ABAQUS 的塑性损伤模型 (CDP)^[15],对在重力荷载作用下连接板的损伤、刚度折减以及内力重分布等方面进行更深入、详细的分析和研究。在损伤模型的非线性分析中,混凝土应力-应变曲线,按混凝土规范附录 C 执行。考虑到混凝土的损伤特征,把损伤演化参数调整为弹塑性损伤变量^[16],且考虑到混凝土开裂后各向异性的特性,把混凝土规范定义的损伤演化参数调整为按余能等效原理的损伤变量^[17-18]。

4.3.1 模型简况

使用杆单元 T3D2 模拟钢筋,与混凝土实体单元 C3D8R (单元尺寸 0.5m×0.5m,0.05m 厚) 嵌入连接,不考虑滑移。计算挠度时,考虑钢筋的贡献。模型总单元数为 233 824 个。

4.3.2 挠度分析

图 7 为 21 层连接板的挠度分布图。连接板的挠度分布形态与 ETABS 的计算结果相似,在连接板的中点附近出现最大挠度,弹性分析最大值为 138mm,非线性分析最大值为 151mm,约为弹性分析的 1.09 倍。与 ETABS 的计算结果相比,挠度最大值相差约 9%,在可接受的范围之内。其原因有分析模型不同、单元类型不同、钢筋对刚度贡献的处理方式不同以及二者之间算法不同等。

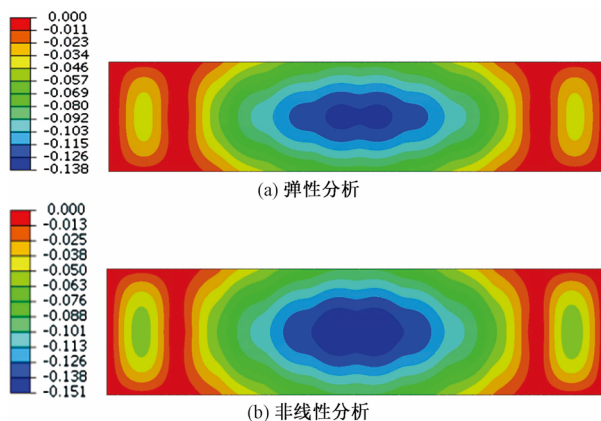


图 7 21 层连接板挠度分布图/m

4.3.3 混凝土损伤分析

图 8 为 21 层连接板上、下曲面的受拉损伤分布图。由图可知:钢桁架下弦杆受拉的特征导致受拉损伤主要发生在 21 层连接板的下曲面;除横向钢梁处附近等个别区域损伤变量 $d^+ \approx 0.97$ 以外,大部分区域受拉损伤变量 $d^+ \approx 0.6$ 。分析还表明,其跨中区域的中曲面也出现不同程度的受拉损伤。

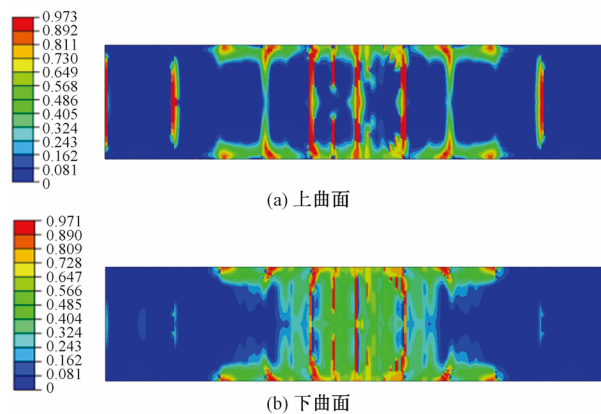


图 8 21 层连接板混凝土的受拉损伤分布

4.3.4 应力分析

图 9、10 分别为 21 层连接板下曲面混凝土、板底钢筋的弹性分析和非线性分析应力 S_{11} 分布。由

图可知:受拉损伤导致下曲面混凝土应力大幅度下降,钢筋应力大幅度上升;跨中区域的下曲面混凝土拉应力水平从约 4~7MPa、局部 10MPa 下降至约 2.4MPa;板底钢筋拉应力水平从约 37MPa 上升至约 100MPa,混凝土开裂截面的拉应力转移至的钢筋,发生了显著的内力重分布。

图 11 为钢桁架的应力分布。混凝土受拉损伤严重,刚度劣化。楼板的内力流向钢桁架,发生了明显的内力重分布。由图 11 可以看出,下弦杆的拉应力水平从 40~90MPa 上升至 130MPa 左右。

4.3.5 重力荷载作用下的等效弹性分析

弹性挠度和开裂挠度分布一致,表明可以使用

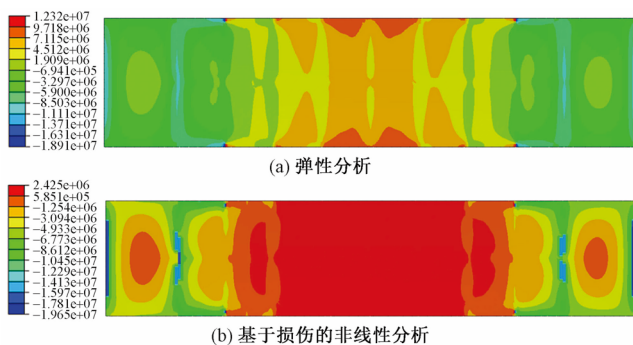


图 9 21 层连接板下曲面混凝土应力 S_{11} 分布/(N/mm²)

最大挠度相等作为等效条件,估计刚度折减系数,把连接板的弹性刚度折减为等效刚度,对挠度进行等效弹性分析。对于本算例,取损伤混凝土有效弹性模量 $\bar{E} = 0.65E_0$ (即 $R = 0.65$) 进行等效弹性分析。图 12~14 分别为混凝土、板底钢筋、钢桁架的等效弹性分析与非线性分析应力的对比。分析结果表明,按最大挠度等效的等效弹性分析并不能有效地模拟断面开裂处的混凝土和钢筋之间的内力重分布,钢筋应力分布更接近于弹性分析。然而,等效弹性分析可以基本反映出连接板和钢桁架之间的内力重分布效应,钢桁架的应力分布更接近于非线性分析。

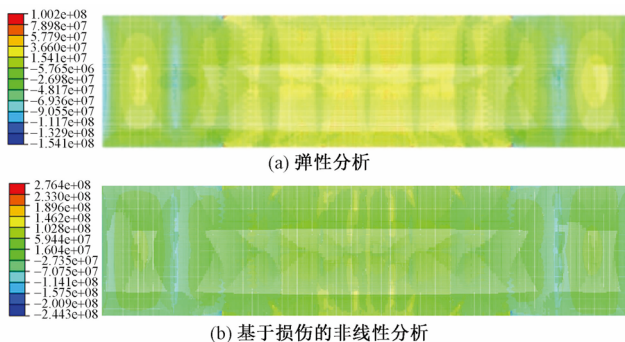


图 10 21 层连接板板底钢筋应力分布/(N/mm²)

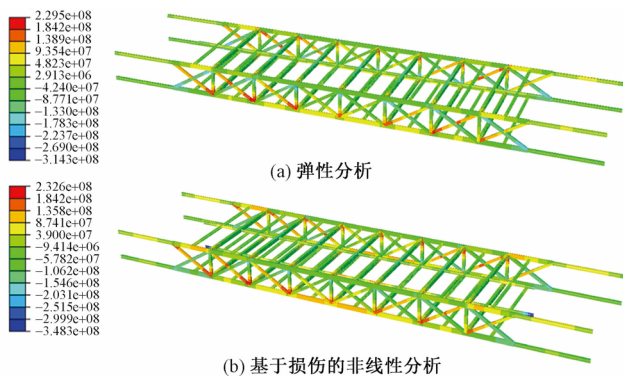


图 11 钢桁架应力分布图/(N/mm²)

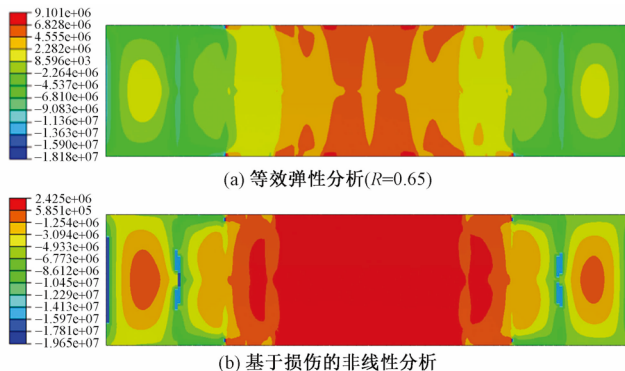


图 12 21 层连接板混凝土下曲面应力 S_{11} /(N/mm²)

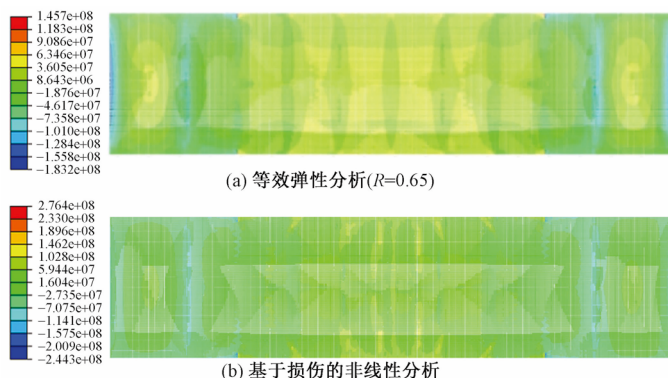


图 13 21 层连接板板底钢筋应力 S_{11} /(N/mm²)

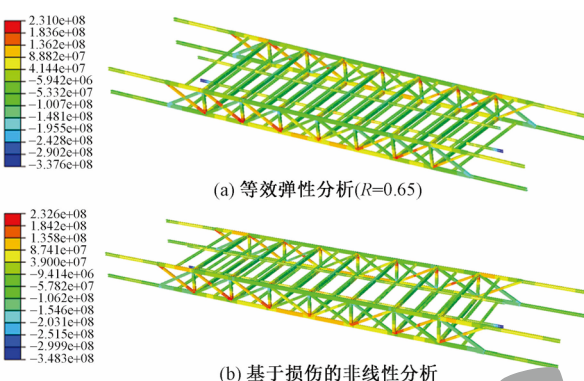


图 14 钢桁架应力对比分析/(N/mm²)

表 3 部分规范水平构件有效刚度的推荐值

规范/导则 编号	构件 类型	小震			中震			大震		
		轴向 刚度	弯曲 刚度	剪切 刚度	轴向 刚度	弯曲 刚度	剪切 刚度	轴向 刚度	弯曲 刚度	剪切 刚度
ACI 318-08	梁	—	—	—	$1.0E_g$	$0.35EI_g$	$0.4EA_g$	—	—	—
	平板	—	—	—	$1.0E_g$	$0.25EI_g$	$0.4EA_g$	—	—	—
PEER/TBI	梁	$1.0EA_g$	$0.5EI_g$	$0.4EA_g$	—	—	—	$1.0EA_g$	$0.3EI_g^{(1)}$	$0.4EA_g$
NZS 3101	梁	—	$(0.4 \sim 1.0)EI_g^{(2)}$	—	—	—	—	—	$(0.32 \sim 0.4)EI_g^{(3)}$	—
EC-8:2004	梁	—	—	—	$1.0EA_g$	$0.5EI_g$	$0.5GA_g$	—	—	—

注:1)PEER/TBI 表 4.3 附注 1,对于墙体,若采用纤维截面模拟墙体,若软件等自动计入截面开裂对刚度影响时,不需要进行人为的刚度折减;2)NZS 3101 规定小震时,延性结构有效弯曲刚度为 $0.4EI_g$,有限延性结构有效弯曲刚度为 $0.7EI_g$,名义延性结构有效弯曲刚度为 $1.0EI_g$;3)NZS 3101 表 C6.6 规定,大震时,HRB500 钢筋有效弯曲刚度为 $0.32EI_g$,HRB400 钢筋有效弯曲刚度为 $0.4EI_g$ 。

5 连接板刚度折减系数

5.1 国外规范的有关规定

从第 4 节的重力荷载分析可以看出,把连接板的弹性刚度折减为有效刚度是必要且合理的,使用等效弹性的实用分析方法原则上可行。但是,刚度折减系数的取值是半经验的,需要对其合理的取值范围进行深入研究和论证。

国外大部分规范或导则中,使用反应谱法进行抗震分析时,形成了使用钢筋混凝土构件有效截面刚度进行等效弹性分析的共识,以计入混凝土的强度软化、截面受拉开裂后的刚度劣化、徐变等效应。此外,规范或导则对不同类型的钢筋混凝土构件,按其受力特性推荐了不同的刚度折减系数。例如,美国混凝土结构设计规范 ACI 318-08 第 10.10.4.1 条规定,按中震设防时,梁的有效刚度取 $0.35EI_g$,平板的有效刚度取 $0.25EI_g$,柱的有效刚度取 $0.7EI_g$,剪力墙的有效刚度取 $0.7EI_g$ (不开裂)或 $0.35EI_g$ (开裂)。表 3 为美国混凝土结构设计规范 ACI 318-08 第 10.10.4.1 条、美国太平洋地震研究中心高层建筑基于性能的抗震设计导则 PEER/TBI 表 4.3、新西兰混凝土结构设计规范 NZS 3101:2006 表 C6.6 以及欧洲抗震设计规范 EC 8:2004 第 4.3.1 条第 7 款对水平构件有效刚度的推荐值^[9-12]。

若按 NZS 3101 规定的有限延性结构、HRB500 钢筋作为样本,表 3 所列的弯曲刚度折减系数的取值范围见表 4。

表 4 部分规范水平构件弯曲刚度折减系数的取值范围

构件类型	小震	中震	大震
梁	$R = 0.5 \sim 0.7$	$R = 0.35 \sim 0.5$	$R = 0.3 \sim 0.32$
板	—	$R = 0.25$	—

5.2 本文推荐的折减系数取值

表 3 中,除了 EC 8:2004 以外,其他规范或导则仅把弹性弯曲刚度折减为有效弯曲刚度,其逻辑重点是,按不同类型混凝土构件的力学特性、截面开裂的严重程度和延性能力,赋予不同的有效刚度,

实现结构体系的内力重分布,使等效弹性分析结果接近结构的非线性行为,贯彻能力设计思想。

本文推荐截面刚度折减系数取值的逻辑如下:

1)遵循连续介质损伤力学的有限空间理论,在变形等效的假定下,受损材料的弹性模量降低为有效弹性模量 $\bar{E} = (1 - d)E_0$,对连接板的弯曲刚度、剪切刚度、轴向刚度全面折减,采用统一的刚度折减系数。2)使用极限状态,荷载取标准组合值,即 1.0 恒荷载+1.0 活荷载。3)强度极限状态,荷载为基本组合值,即 1.3 恒荷载+1.5 活荷载+1.3 地震作用。混凝土非线性行为和开裂对截面刚度的影响大于使用极限状态,强度和延性极限状态抗震设计的刚度折减系数小于使用极限状态。文献[19]表明,钢筋混凝土构件的剪切能力不完全取决于混凝土的材料性能,而是受骨料咬合力、纵向钢筋的暗销力、受压区混凝土的剪切传递、受拉区裂缝间混凝土块的作用和拱作用等综合影响。在裂缝开展后,剪切引起的压力由混凝土斜压杆承担,拉力将由钢筋(或箍筋)承担。因此,混凝土的剪切能力主要取决于纵横两个方向上的配筋率。尽管这个观点的角度与损伤理论有所不同,但结论相同,即混凝土的剪切刚度应予以折减。4)弹性模量的折减导致轴向刚度 EA 折减是显而易见的。

按上述逻辑,本文主要参考了美国混凝土结构设计规范 ACI 318-08 第 10.10.4.1 条的有关规定,推荐连接板的刚度折减系数 R 取值范围如下:1)重力荷载作用(使用极限状态):刚度不予折减,取 $R = 1$ 。但需要使用欧洲混凝土结构设计规范 EC 2-2004 的半经验公式估计构件的裂缝分布间距、宽度以及开裂构件的平均弯曲刚度来计算挠度^[14],软件将自动考虑截面开裂引起的内力重分布。2)小震作用(强度极限状态)下反应谱或弹性时程分析时,刚度折减系数 R 取值范围为 $0.25 \sim 0.35$,适用于弯曲刚度、剪切刚度和轴向刚度。3)大震作用(延性极限状态)下非线性分析时,输入地

返回
目录页

混凝土非线性本构方程。只有当软件能自动计入混凝土受压的非线性效应,受拉开裂对截面刚度的影响以及内力重分布效应才可不必人为地折减刚度。在确认软件具有此方面的功能以前,本文推荐刚度折减系数的取值范围与小震分析相同,即 $R = 0.25 \sim 0.35$,以反映混凝土连接板和钢连接桁架之间的内力重分布效应。结构工程师可以按工程的实际情况,予以适当调整。

6 算例——连接体抗震分析

按连接板的变形特征,使用 ETABS 建立分块刚性三维模型进行抗震分析^[13]。设防烈度 8 度,设计分组为第一组,抗震设防类别为乙类,场地类别为 II 类,特征周期为 0.35s。

主塔框架柱、梁的抗震等级为一级;核心筒墙体的抗震等级为特一级。连接体钢结构的抗震等级为二级。

6.1 自由振动分析

表 5 为连体结构前四阶的自振周期和振型方向。连体结构的第四、第七、第十阶为以扭转为主的振型。其中, $T_4/T_1 = 0.42$ 。

表 5 周期及振型

阶数	第一阶	第二阶	第三阶	第四阶
周期/s	4.21(Y 向)	4.17(X 向)	3.09(Y 向)	1.75(扭转)

6.2 抗震分析

为了减轻分析及整理工作量,仅取一条美国加利福尼亚 1933 年 3 月 10 日长滩地震 CMD BLDG. VERNON 台站记录波作为输入地震波进行时程分析。该地震波的震级 6.4MW,为走滑型断层,震源深度 10km,主方向加速度峰值 $PGA = 151\text{gal}$,次方向加速度峰值 $PGA = 125\text{gal}$ 。按新西兰抗震规范 NZS 1170.5:2004 的规定,在感兴趣周期段 $T_{\text{range}} = 0.3T_1 \sim 1.4T_1$ 的范围内,所选取地震波应满足反应谱曲线与目标设计谱曲线的相似性,且谱值均不小于设计谱^[20]。经试算,取调幅系数 $k = 1.07$,即加速度峰值按对应的设防烈度调整为其 1.07 倍。例如,大震分析时,8 度设防区的主方向加速度峰值调整为 $PGA = 428\text{gal}$,在感兴趣周期段,反应谱的谱值均大于设计目标谱。

本算例按 Y 向+Z 向(Z 向为竖向地震作用,PGA 取 Y 向的 65%)与 X 向+Z 向的两组地震组合,分两次输入地震作用,取连接板刚度折减系数 $R = 0.35$,进行大震非线性时程分析,分别计算水平剪切变形和水平轴向变形,以考察连接板在地震作用下的主要变形成分。

6.2.1 水平剪切变形

图 15 为输入 Y 向+Z 向地震组合作用下,计算得到的连接板两端 Y 向水平位移及位移差的大震时程曲线。最大位移差达 185mm,发生在 8.12s。

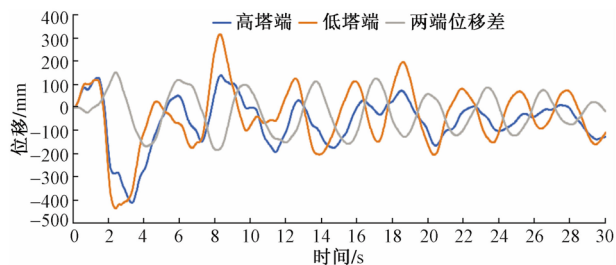


图 15 连接板两端 Y 向水平位移及位移差的大震时程曲线

显然,图 15 中计入了连接板综合变形的分析结果。为了估计图 1(c)所示的水平剪切变形对总位移差的贡献,在三维分析模型的基础上,约束沿 X 轴平动和绕 Z 轴转动的自由度,对二维模型进行大震非线性时程补充分析。此时,在 Y 向+Z 向大震组合作用下,连接板 Y 向水平剪切位移差时程曲线如图 16 所示。最大水平剪切位移为 114mm,约占综合位移的 62%。

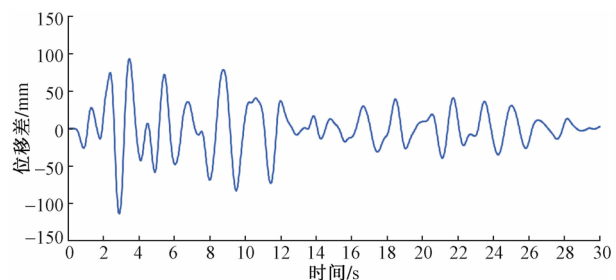


图 16 连接板 Y 向水平剪切位移差时程曲线

6.2.2 轴向拉压变形

图 17 为 X 向+Z 向地震组合作用下,连接板两端 X 向水平位移及位移差时程曲线。在连接板的协同作用下,高塔和低塔端的连体层发生沿 X 向的同向位移。连接板二端的最大轴向位移差为 -26.4mm (时间 $t = 8.7\text{s}$) 和 $+25.7\text{mm}$ (时间 $t = 2.6\text{s}$)。也就是说,轴向变形仅为剪切变形的 23% 左右。此外,连接板瞬间最大构件平均拉应变 ε 约 4×10^{-4} ,大于 C40 混凝土对应的拉应力峰值的拉应变 $\varepsilon_t = 0.74 \times 10^{-4}$ 。说明在 X 向+Z 向的大震与重力荷载的共同作用下,连接板将瞬间出现贯通截面的细微垂直裂缝。但图 17 位移差时程曲线表明,出现垂直裂缝的时间段占地震波有效持续时间段的比例有限。因此可以认为:X 向的轴向变形为连接板的次要变形,其对连接板损伤引起的刚度折减有所影响,但程度有限。

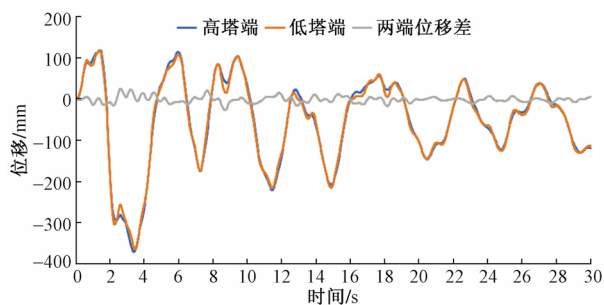


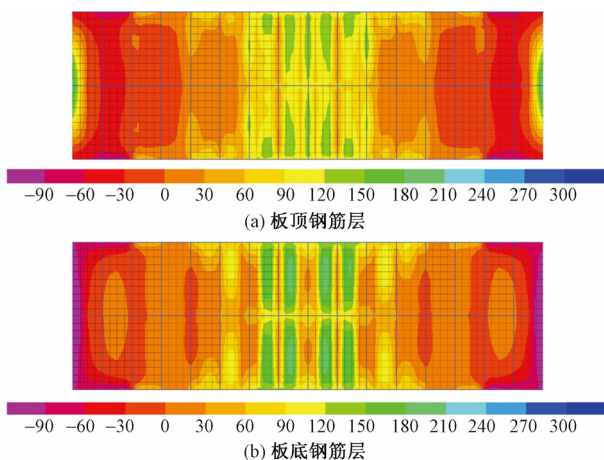
图 17 连接板两端 X 向水平位移及位移差时程曲线

上述分析结果表明,连接板在地震作用下的变形主要由水平整体弯曲和水平剪切变形两部分组成。需要指出的是,反应谱没有相位的概念,因此有可能低估连接板由两端位移差产生的变形,建议采用小震弹性时程分析的变形和内力来进行连接板的配筋设计。

本算例略去次要影响,在 Y 向+Z 向地震组合下,取连接板刚度折减系数 $R = 0.35$ 进行小震反应谱分析、小震弹性时程分析与大震非线性时程分析。

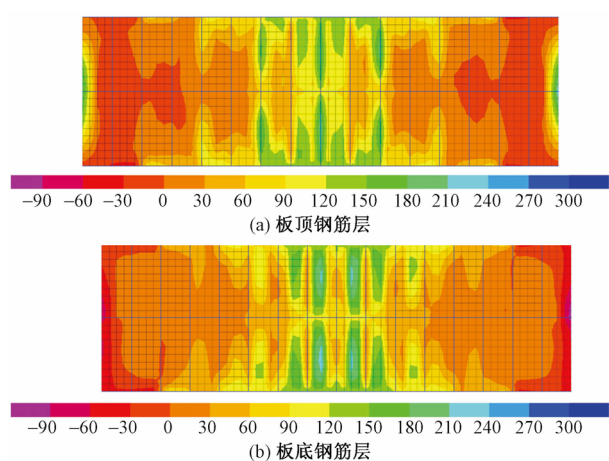
6.2.3 连接板钢筋应力分析

图 18 为在 Y 向+Z 向地震组合下,连接板刚度折减系数 $R = 0.35$ 时的小震弹性时程分析 21 层连接板钢筋层应力 S_{11} 组合效应设计值分布,图 19 为对应的大震非线性时程分析 21 层连接板钢筋层应力 S_{11} 组合效应标准值分布。由图 18、19 可得,小震和大震的钢筋应力最大值没有发生实质性的变化,但非线性分析最大值的分布范围有明显扩大,这是典型的混凝土损伤导致的内力重分布效应。经验算,连接板双层双向配筋 $\Phi 12@150$ 能满足小震弹性和大震不屈服的性能水准。

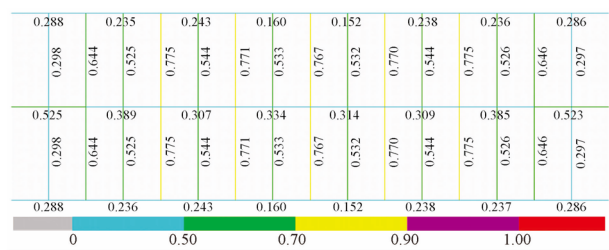
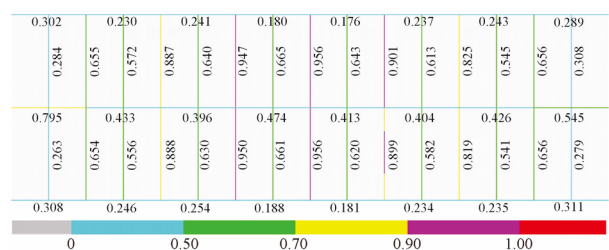
图 18 21 层连接板钢筋层应力 S_{11} 组合效应设计值分布/MPa

6.2.4 钢连接桁架应力比

图 20、21 分别为连接板刚度折减系数 $R = 0.35$ 时钢连接桁架 21 层结构平面钢构件小震 CQC 分

图 19 21 层连接板钢筋层应力 S_{11} 组合效应标准值分布/MPa

析、大震非线性分析的应力比。图 20、21 表明,钢连接桁架的钢构件小震时正截面应力比均小于 1.0,性能水准为无损坏,满足预期的小震不坏的性能水准;其大震时正截面应力比也均 ≤ 1.0 ,满足预期大震不屈服的性能水准。

图 20 21 层平面钢构件小震 CQC 分析应力比 ($R=0.35$)图 21 21 层平面钢构件大震非线性分析应力比 ($R=0.35$)

6.2.5 内力重分布效应

作为比较,分别取不同的刚度折减系数 R 进行小震 CQC 分析和大震非线性分析。为了清晰反映内力重分布对钢构件应力比的影响,大震非线性分析中,在大震非线性分析模型中未指定水平弯矩 M_2 发生塑性铰。图 22、23 分别为 $R = 0$ (零刚度板) 小震、大震作用下 21 层平面钢构件的应力比。图 24 为连接桁架高塔端 (左端) 边跨钢构件应力比-刚度折减系数的关系曲线。

图 20~24 表明,当完全不计混凝土对刚度的贡献,即刚度折减系数 $R = 0$ 时,内力重分布效应直接影响钢构件的应力比,其中,上、下弦杆和腹杆横方向

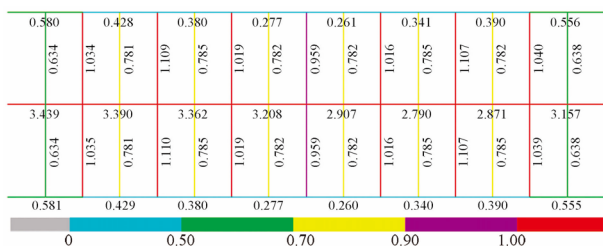
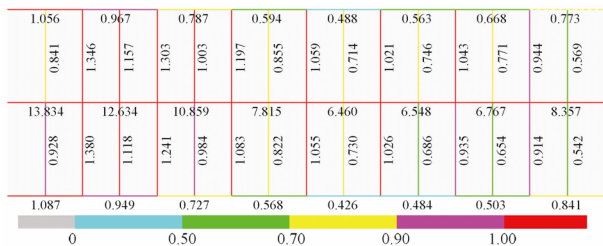
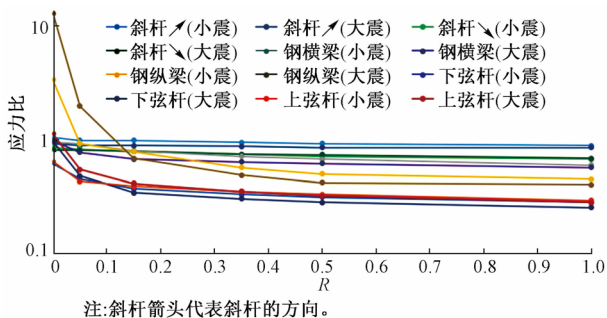
图 22 21 层平面钢构件小震 CQC 分析应力比 ($R=0$)图 23 21 层平面钢构件大震非线性分析应力比 ($R=0$)

图 24 左端边跨钢构件应力比-刚度折减系数关系曲线

的钢梁,应力比大于 1。图 24 更加清晰地显示了二者之间的关系。当 $R = 0.5 \sim 1$ 时,随着 R 的减小,钢构件应力比的上升并不明显;当 $R = 0.35 \sim 0.5$ 时,应力比开始缓慢上升;当 $R = 0.15 \sim 0.35$ 时,纵向钢梁与上、下弦杆应力比的上升速率有所加快,但仍处于稳定状态;当 $R = 0.05 \sim 0.15$ 时,纵向钢梁与上、下弦杆的应力比快速上升,且纵向钢梁已处于失稳的前兆;当 R 接近于 0 时,由桁架弦杆与纵横向钢梁组成的水平钢结构体系刚度陡然下降,演变为一个水平的几何可变体系。在两端主体结构相对运动的过程中,由几个 $8\text{m} \times 20\text{m}$ 矩形构成的水平桁架变形为不规则的四边形。钢弦杆、纵横钢梁处于竖向弯矩 M_3 、水平弯矩 M_2 、剪、扭的复杂应力状态。由于大震时水平弯矩 M_2 陡然增大, M_3 与 M_2 联合效应得到的应力比出现大幅度的增高,尤其是纵向钢梁出现了跳跃式的应力比奇异高点,打破了常规方案纵横钢梁+混凝土板的合理性。也就是说,若按零刚度板模型,完全不计混凝土贡献,必须增设水平钢斜杆形成水平钢桁架才能满足几何不变形体系的设计要求,这将大幅度地增加用钢量和

施工难度,因此有必要反思零刚度板模型的合理性。按本算例的分析结果,推荐刚度折减系数 $R = 0.25 \sim 0.35$,此时处于应力比的稳定上升的阶段,能有效反映内力重分布效应,且与国外规范基本协调。

7 算例——刚性连接节点安全性论证

7.1 小震反应谱分析

按规范进行 8 度设防小震反应谱分析,连接板刚度折减系数取 $R = 0.35$ 。表 6 为连体结构的主要指标,满足《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)的有关规定,并按此规范对结构进行截面设计。

表 6 连体结构的主要指标

指标			X 向	Y 向
最大层间位移角			1/572	1/588
临界屈曲因子			18.52	19.32
底部剪重比			2.7%	2.5%
外框柱底部剪力分担比			4.5%	4.5%
扭转位移比	高塔	底层	—	1.1
		连体层	—	1.03
	低塔	底层	—	1.1
		连体层	—	1.02

图 25 为典型刚性连接节点(21 层左端)构造示意图。图中,紫色为钢筋混凝土的外框梁,绿色为钢构件,柱和混凝土梁内埋设钢骨。桁架弦杆伸入主塔的框架柱内,与柱左侧主塔框架型钢混凝土梁的工字形钢骨连接。按构造要求,在连体层框架柱中间设置钢竖杆,且上下各延伸一层。竖杆的一侧与斜杆、上下弦杆形成钢桁架节点,另一侧与主塔框架型钢梁内置工字形钢骨连接。

图 26 为连接部位柱端、桁架端与主塔型钢混凝土梁端连接部位小震设计弯矩示意图。图 26 中,弯矩值为小震 CQC 法组合得到的最大弯矩设计值。经验算,弦杆和型钢梁均未屈服。图 27 为框架柱 21 层截面处的轴力 P -弯矩 M 屈服面,深蓝色的点为小震设计弯矩的 CQC 法组合内力设计值,紫色线约为控制弯矩方向上 P - M 剖面与屈服面的交线,即屈服线。由图 27 可知,框架柱端部指定塑性铰区(构件的特征截面)处于弹性状态。钢构件、型钢梁与框架柱均能有效传递弯矩。此外,按混凝土规范第 11.6 节的规定,对节点核心区进行了剪切验算,节点核心区的剪力满足混凝土规范式(11.6.3)的截面限制条件和混凝土规范式(11.6.4)的剪切承载力的要求。上述分析结果表明,本算例刚性连接节点能有效传递弯矩,满足小震不坏的强度极限状态的设计要求。



图 25 高塔端刚性连接节点构造示意图

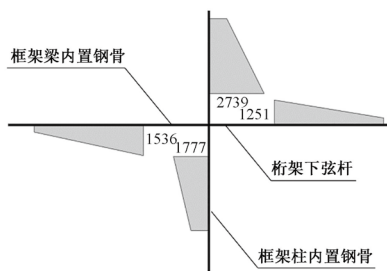


图 26 连接部位小震设计弯矩示意图/(kN·m)

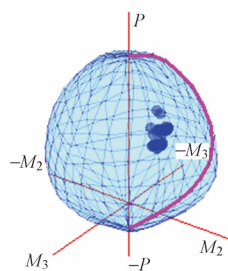


图 27 小震 $P-M$ 屈服面和内力设计值

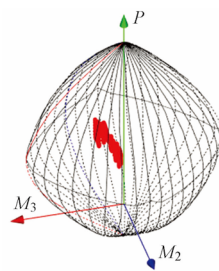


图 28 大震 $P-M$ 屈服面和弯矩标准值

7.2 大震非线性分析

地震波主方向的加速度峰值调整至 $PGA = 400 \times 1.07 = 428\text{gal}$, 次方向的加速度峰值调整至 $PGA = 354\text{gal}$, 并取刚度折减系数 $R = 0.35$, 把主方向地震波分别沿 Y 向 (90°) 和 X 向 (0°) 输入, 进行三向 (X 向、 Y 向、 Z 向) 大震非线性时程分析。图 28 为框架柱 21 层截面的 $P-M$ 屈服面, 图中红色表示大震非线性分析的弯矩历程轨迹, 表明框架柱端部特征截面在大震作用下远未屈服。连体结构 (含连接体) 中梁、柱、核心筒墙体的性能水准见图 29。图 29 表明, 连梁、框架梁出现塑性铰, 其弯曲性能水准为轻微损坏 (IO)。框架柱以及核心筒墙体的性能水准均为无损坏 (OP), 连接体与主体结构框架柱的连接节点的性能水准为无损坏 (OP)。钢桁架上下弦杆、交叉斜杆以及纵横钢梁均未出现塑性铰, 性能水准为无损坏 (OP)。所有构件剪切性能均为弹性。表明了连接体与主体结构连接节点的性能水准高于作为延性耗能构件的主体结构连梁和框架梁, 在预期的罕遇地震作用下, 尚能确保弯矩的传递, 验证了本算例刚性连接节点的抗震安全性。

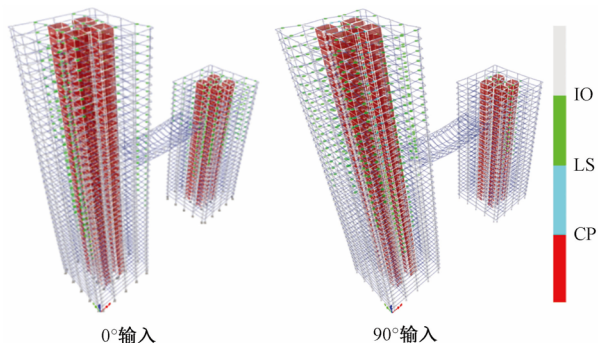


图 29 梁、柱、核心筒墙体的性能状态

8 结论

本文应用损伤力学基本理论, 对钢筋混凝土连接板的变形特征以及损伤导致的内力重分布效应进行了深入的理论研究。按唯象学理论, 采用逆向思维的方式, 使用宏观的刚度折减系数把连接板弹

性刚度 (包括弯曲、剪切、轴向刚度) 折减为有效刚度, 并针对连桥式高层连体结构的钢筋混凝土连接板, 提出了计入混凝土损伤效应的实用分析方法, 主要结论如下。

(1) 由于混凝土受弯构件带裂缝工作, 计入混凝土受损导致内力重分布的最佳方法是非线性时程分析方法。但本文提出的实用分析法, 通过合理的刚度折减系数, 把弹性刚度折减为有效刚度进行等效弹性分析也能基本实现内力重分布效应, 且简单、直观。

(2) 考虑到混凝土拉、压不对称的受力特性叠加连接板变形的复杂性, 建议连接板刚度折减系数 R 的取值范围为 $0.25 \sim 0.35$, 且按损伤理论, 对连接板的弯曲刚度、剪切刚度以及轴向刚度进行全面折减。刚度折减系数为半经验系数, 结构工程师可以按工程的实际情况, 对本文建议的刚度折减系数取值范围予以适当调整。

(3) 连桥式连接板的变形与受力特征是混凝土楼板与钢弦杆共同工作的结果。结构工程师应重视栓钉的设计。除了满足规范的构造要求以外, 建议按连接板下曲面混凝土拉应力 S_{II} 进行栓钉的剪切验算。

(4) 本文算例加大了高低塔的不对称以及连接体的长宽比, 把连接体设置在较高楼层, 以增加连接板变形的复杂程度; 且把连接体与主塔的连接之间设为刚性连接, 进一步增加设计难度。分析表明, 经合理设计, 连接体与主体框架柱的刚性连接节点核心区满足设计要求, 节点能有效地传递弯矩, 达到预期的目标性能。

(5) 当前使用“零刚度”板模型, 完全不考虑混凝土贡献的设计方法是有待改进, 不能片面追求安全而采取楼板+水平桁架的结构方案, 导致施工困难、技术经济指标较差。

(6) 本文提出刚度折减的概念是针对连接板的, 但混凝土受力性能具有不对称性, 受拉截面经

维开裂以及混凝土不可逆的损伤演化引起弹性模量劣化的规律是普遍的。因此,有必要对我国抗震规范按弹性刚度分析钢筋混凝土结构的理论框架展开深入讨论。

致谢:有关重力荷载作用下钢筋混凝土连接板损伤分析的内容,由同济大学任晓非教授的研究团队完成,在此表示感谢。

参 考 文 献

- [1] 汪大绥,姜文伟,包联进,等.中央电视台(CCTV)新主楼的结构设计及关键技术[J].建筑结构,2007,37(5):1-7.
- [2] 严敏,李立树,芮明倬,等.苏州东方之门刚性连体超高层结构设计[J].建筑结构,2012,42(5):34-37,18.
- [3] MOHAMAD H, TONG S. The petronas twin towers, Malaysia[J]. Structural Engineering International, 1997, 7(3):153-156.
- [4] 上海长福工程结构设计事务所,北京筑信达工程咨询有限公司.弱刚接连体结构的分析与设计报告[R].中国科学院科技论文预发布平台. Doi: 10. 12074/202311. 00048V1, 2023.
- [5] 扶长生. 抗震工程学——理论与实践[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2013.
- [6] 混凝土结构设计规范:GB 50010—2010[S]. 2015 年版. 北京:中国建筑工业出版社, 2015.
- [7] KRAJCINOVIC D, FONSEKA G U. The continuous damage theory of brittle materials, part 1: general theory [J]. Journal of Applied Mechanics, 1981, 48 (4): 809-815.
- [8] 李杰,任晓丹. 混凝土静力与动力损伤本构模型研究进展述评[J]. 力学进展, 2010, 40(3):284-297.
- [9] Building code requirements for structural concrete and commentary: ACI 318-08 [S]. Farmington Hills, MI: ACI (American Concrete Institute), 2008.
- [10] PEER/TBI. Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings[R]. Version 2. 03. PEER Report No. 2017/06, 2017.
- [11] Concrete structures standard part 2: the design of concrete structures: NZS 3101: 2006 [S]. Wellington, New Zealand: NZS (New Zealand Council of Standards), 2006.
- [12] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings: EN 1998-1-1: 2004 [S]. Brussels, Belgium: CEN (European Committee for Standardization), 2004.
- [13] CSI. ETABS Users Manual [M]. Berkeley: Computer & Structures, 1999.
- [14] Eurocode 2: design of concrete structures, part 1-1: General rules and rules for buildings: EN 1992-1-1: 2004 [S]. Brussels, Belgium: CEN (European Committee for Standardization), 2004.
- [15] ABAQUS. Theory manual, V6. 10 [M]. Providence, RI, USA: ABAQUS Inc., 2010.
- [16] 任晓丹,李杰. 混凝土损伤与塑性变形计算[J]. 建筑结构, 2015, 45(2):29-31, 74.
- [17] CORDEBOIS J P, SIDOROFF F. Damage induced elastic anisotropy [C]//Euromech Colloquium 115, Villard-de-Lans, Hague/Boston/London: Martinus Nijhoff Publishers, 1979:761-774.
- [18] 杨飞,董新勇,周沈华,等. ABAQUS 混凝土塑性损伤因子计算方法及应用研究[J]. 四川建筑, 2017, 37(6):173-177.
- [19] Computers & Structure, Inc. Perform-3D manual: components and elements [M]. Version 4. Berkley: Computer & Structures Inc., 2006.
- [20] Structural design actions part 5: earthquake action: NZS 1170. 5: 2004 [S]. Wellington, New Zealand: NZS (New Zealand Council of Standards), 2004.

(上接第 28 页)

- [9] 贾莉,刘红波,陈志华,等.扣件式钢管满堂脚手架整体稳定试验与有限元分析[J].建筑结构学报, 2017, 38(6):114-122.
- [10] 建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范:JGJ 130—2011[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2011.
- [11] 建筑施工临时支撑结构技术规范:JGJ 300—2013[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2013.
- [12] 周敏. 高速公路大盖梁钢管悬挑式支架设计及应用[J]. 浙江建筑, 2024, 41(3):53-56.
- [13] 余进. 现浇梁式桥支架脱模用自锁式卸荷块的力学特

性分析[J]. 工程建设与设计, 2020(24):54-55.

- [14] 李趾扬,王勇强. 钢结构复杂节点设计与分析[J]. 武汉大学学报(工学版), 2020, 53(S1):16-19.
- [15] 丘北刘. 高支模智能监测系统应用[J]. 四川建材, 2018, 44(3):203-204.
- [16] 孙学根,牛忠荣,李兆峰,等. 大跨度空间结构卸载过程模拟分析与监测[J]. 建筑结构, 2018, 48(11):70-77.
- [17] 李凌峰. 太原火车南站复杂大跨钢结构施工过程受力分析与监测[D]. 太原:太原理工大学, 2012.
- [18] MIDAS Gen 工程应用指南[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2012.

返回
目录页

工程应用常见问题 案例解析

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

相同荷载下欧标钢柱应力比小于国标

本文主要介绍在相同荷载作用下，钢柱分别采用欧标 EC3 与国标 GB50017 进行强度验算时，应力比存在差异的原因。



使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v26.2.0



模型简介/MODEL

如图 1 所示为某钢框架结构，分别采用欧标 EC3 与国标 GB50017 进行钢框架设计并进行对比。

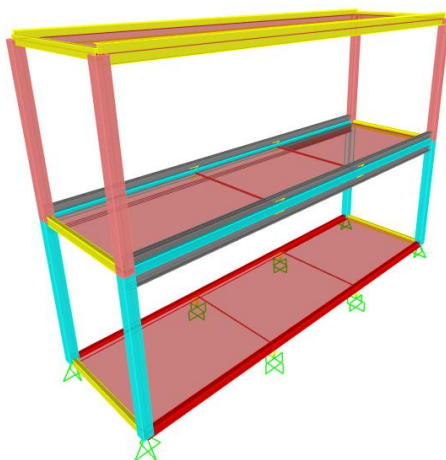


图 1 某钢框架模型



问题描述/PROBLEM

同一钢柱在相同荷载作用下，分别采用欧标 EC3 与国标 GB50017 进行强度验算，发现两者计算结果存在明显差异。以某钢柱为例（图 2），采用欧标 EC3 计算得到的应力比为 0.539，采用国标 GB50017 计算得到的应力比为 0.814，相关结果如图 3 所示。从计算结果可知，程序在采用 EC3 进行验算时，公式中仅包含弯矩项，忽略了轴力项。请问这是出于什么原因？

返回
目录页

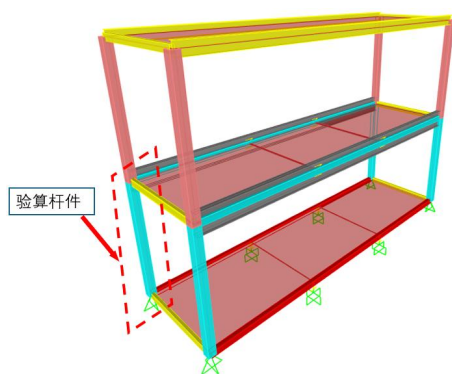


图2 验算杆件位置图

EC3计算结果

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	N _{Ed}	M _{y,Ed}	M _{z,Ed}	V _{2,Ed}	V _{3,Ed}	T _{Ed}
4.15	-339.249	195.188	-0.22	64.218	0.109	0.001
PM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.9.1(6y))						
D/C Ratio:	0.539	0.539	1.	OK		
	= (M _{y,Ed} /M _{n,y} , y, Rd) (EC3 6.2.9.1(6y))					
AXIAL FORCE DESIGN						
	N _{Ed}	N _{c,Rd}	N _{t,Rd}			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	-339.249	4055.52	4055.52			
	N _{pl,Rd}	N _{u,Rd}	N _{cr,T}	N _{cr,TF}	A _n /A _g	
	4055.52	4393.047	677127.841	12764.22	1.	

GB50017计算结果

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
	Combo	N	M33	M22	V2	V3
Factored	LOAD COMB 2001	-339.25	195.188	-0.22	-64.22	0.11
Design	LOAD COMB 2001	-339.25	195.188	-0.22	-64.22	0.11
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN						
N-M33-M22 Demand/Capacity Ratio						
	Governing	Total	N	M33	M22	Ratio
	Equation	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit
Strength	GB50017 8.1.1-1	0.814	0.108	0.705	0.	1.
Stability	GB50017 6.2.3	0.741	0.	0.74	0.	1.
						Status
						Check
						OK
						OK

图3 同一构件相同荷载采用 EC3 和 GB50017 验算结果



解决办法/SOLUTION

根据图3中GB50017的计算结果，该柱的最大应力比由强度控制，控制方程为GB50017的式(8.1.1-1)。图4为该公式的截图。从该公式可知，压弯构件的最大强度应力比为轴力项与两个方向弯矩项的叠加，SAP2000也是按照该公式进行计算的。

8.1.1 弯矩作用在两个主平面内的拉弯构件和压弯构件，其截面强度应符合下列规定：

1 除圆管截面外，弯矩作用在两个主平面内的拉弯构件和压弯构件，其截面强度应按下列公式计算：

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \pm \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \leq f \quad (8.1.1-1)$$

图4 GB50017 关于矩形钢管柱强度验算公式

进一步查看图3中EC3的计算结果，发现该柱是基于EC3第6.2.9条第(6)款进行验算的。图5为EC3相关条款的截图。

(6) For bi-axial bending the following criterion may be used:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (6.41)$$

in which α and β are constants, which may conservatively be taken as unity, otherwise as follows:

- I and H sections:

$$\alpha = 2; \beta = 5n \quad \text{but } \beta \geq 1$$

- circular hollow sections:

$$\alpha = 2; \beta = 2$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd} (1 - n^{1.7}) \quad (AC2)$$

- rectangular hollow sections:

$$\alpha = \beta = \frac{1.66}{1 - 1.13n^2} \quad \text{but } \alpha = \beta \leq 6$$

where $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$.

图5 EC3 关于钢柱计算的截图

从图 5 可知，该柱的强度验算方程为式 (6.41)。由图 5 的细节可见，对于截面分类为 1 级和 2 级的压弯构件，轴压力对构件强度承载力的影响体现在系数 α 、 β 、 n 中。对于矩形钢管柱，

$$\alpha = \beta = \frac{1.66}{1 - 1.13n^2}, \quad n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

因此，程序的计算并没有问题，与 EC3 的规定一致。为了验算程序计算结果的合理性，可根据该柱的设计信息手算该构件的强度应力比，详细计算过程如图 6 所示。

$N_{Ed} := 336.357 \text{ kN}$
 $n := \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0.083$
 $\alpha := \text{if} \left(\frac{1.66}{1 - 1.13 n^2} \leq 6, \frac{1.66}{1 - 1.13 n^2}, 6 \right) = 1.673$
 $\beta := \text{if} \left(\frac{1.66}{1 - 1.13 n^2} \leq 6, \frac{1.66}{1 - 1.13 n^2}, 6 \right) = 1.673$
 $a_w := \text{if} \left(\frac{A - 2 b \cdot t_f}{A} \leq 0.5, \frac{A - 2 b \cdot t_f}{A}, 0.5 \right) = 0.475$
 $a_f := \text{if} \left(\frac{A - 2 h \cdot t_w}{A} \leq 0.5, \frac{A - 2 h \cdot t_w}{A}, 0.5 \right) = 0.475$
 $M_{pl,y,Rd} := \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 362.262 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 $M_{Ny,Rd} := M_{pl,y,Rd} \cdot \left(\frac{1 - n}{1 - 0.5 a_w} \right) = 435.634 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 $M_{Ny,Rd} := \text{if} \left(M_{pl,y,Rd} \cdot \left(\frac{1 - n}{1 - 0.5 a_w} \right) \leq M_{pl,y,Rd}, M_{pl,y,Rd} \cdot \left(\frac{1 - n}{1 - 0.5 a_w} \right), M_{pl,y,Rd} \right) = 362.262 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 $\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{Ny,Rd}} \right)^1 = 0.539$

图 6 钢柱 EC3 强度应力比手算过程

从图 6 可知，系数 n 不仅仅影响系数 α 、 β ，还影响了 $M_{Ny,Rd}$ 的计算值。最终手算得到的应力比为 0.539，与图 3 中程序计算的应力比（0.539）完全相同，说明程序的计算结果是合理的。

因此，该构件分别采用欧标和国标进行强度验算时，计算结果存在差异，主要原因在于两本规范在强度验算公式上的差异较大。

编写：郑翔

返回
目录页

稳态分析的材料阻尼

本文以某大块式风机基础的稳态分析为例，主要介绍 SAP2000 材料定义中的滞回阻尼与荷载工况中的滞回阻尼的区别。



使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v26.2.0



模型简介/MODEL

如图 1 所示，大块式风机基础的块体采用实体单元模拟，底板采用壳单元模拟，地基土采用底板面弹簧模拟，基础上表面采用刚体约束传递动力设备的振动扰力。

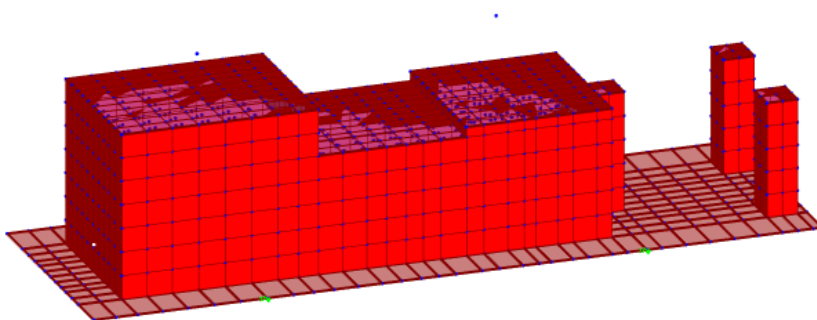


图 1 某大块式风机基础



问题描述/PROBLEM

如图 2 所示，第一种阻尼定义方式为材料定义中的滞回阻尼，第二种阻尼定义方式为荷载工况中的滞回阻尼。在其他条件保持完全相同的情况下，仅修改滞回阻尼的定义方式，为什么稳态分析的计算结果会发生变化？



图 2 材料定义中的滞回阻尼 vs 荷载工况中的滞回阻尼



解决办法/SOLUTION

荷载工况中的滞回阻尼和整个结构的刚度有关，包括底板面弹簧。但是，材料定义中的滞回阻尼只和选用该材料的构件（包括基础块体和基础底板）有关，不考虑边界条件的刚度（如底板面弹簧）。

如果当前模型的基础块体和基础底板的刚度都是无穷大（不发生任何弹性变形），在外荷载以及底板面弹簧的共同作用下，结构仍会发生整体刚体位移，包括刚体平动和刚体转动。此时，荷载工况中的滞回阻尼会起作用，但材料定义中的滞回阻尼

不会起作用。同理，如果把当前模型中的底板面弹簧全部删除，然后对底板指定固定支座（刚性支座）。那么，以上两种滞回阻尼的定义方式，可以得到相同的结果，如图 3 所示。

当同时考虑材料阻尼和工况阻尼时，SAP2000 在动力计算中会叠加这两种阻尼，计算结果肯定会有所不同。因此，建议采用材料阻尼考虑基础块体和基础底板自身的耗能，工况阻尼设置为零。底板面弹簧用于模拟地基土的约束作用，如果要考虑地基土的阻尼，建议改用连接单元模拟地基土，以便在连接属性中输入合适的阻尼系数。

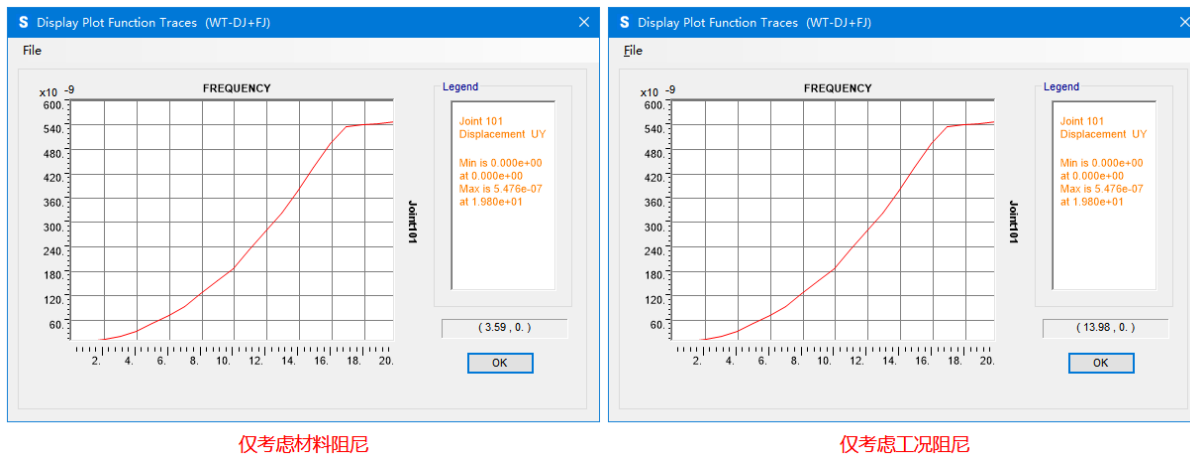


图 3 两种阻尼定义方式对应的“幅值-频率”曲线（刚性支座）

编写：张志国

增加隔震支座后地震响应不降反增

通常情况下，在结构中设置隔震支座可以有效减小地震响应。但在某些特定条件下，特别是当上部结构刚度过大时，地震响应可能不降反增。本文结合具体模型分析了该现象发生的原因。



使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v26.2.0



模型简介/MODEL

所分析的结构模型尺寸为 800×800×2400 mm。图 1 左为非隔震模型，图 1 右为在底部设置隔震支座后的隔震模型。

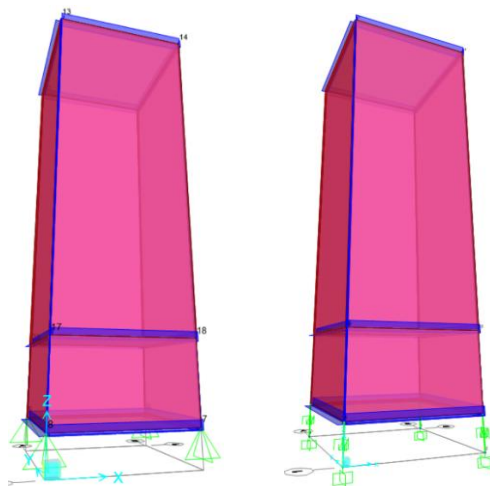


图 1 非隔震模型与隔震模型



问题描述/PROBLEM

采用 FNA 法对两种模型分别进行地震响应分析，工况设置如图 2 所示。

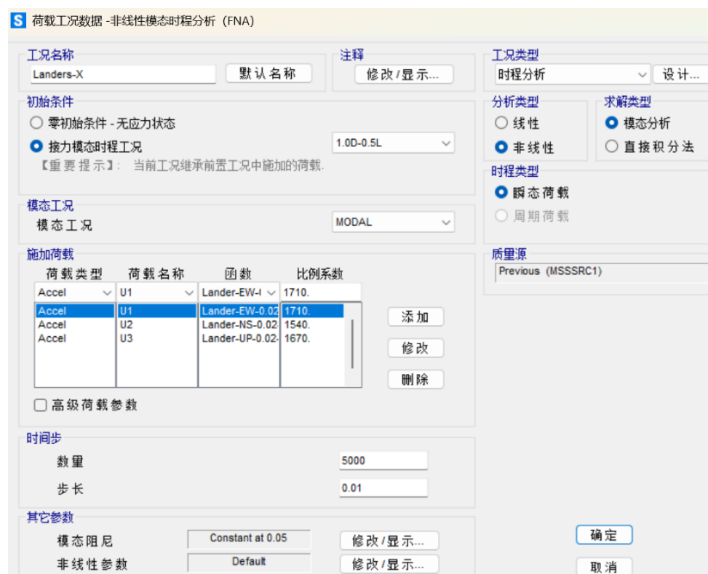


图 2 FNA 工况设置

计算结果见图 3 和图 4。可以观察到，隔震模型在 FNA 工况下的基底剪力竟然高于非隔震模型。为何采用了隔震支座之后，地震响应反而增大？

Base Reactions									
文件(F) 视图(V) 编辑(E) 格式-过滤-排序(M) 选择(S) 选项(O)									
单位: 见注释									
过滤器:									
	OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
		Text	Text	N	N	N	N-mm	N-mm	N-mm
►	Landers-X	NonModHist	Max	602.04	553.28	3860.65	2531746.25	-586503.12	298642.04
	Landers-X	NonModHist	Min	-509.12	-676.77	2851.21	523958.24	-2082415.2	-294336.76

图3 非隔震模型 FNA 工况基底剪力

Base Reactions									
文件(F) 视图(V) 编辑(E) 格式-过滤-排序(M) 选择(S) 选项(O)									
单位: 见注释									
过滤器:									
	OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
		Text	Text	N	N	N	N-mm	N-mm	N-mm
►	Landers-X	NonModHist	Max	733.56	730.24	3860.82	2494447.39	-291110.37	546230.23
	Landers-X	NonModHist	Min	-733.06	-736.35	2851.49	196218	-2482071.25	-558705.46

图4 隔震模型 FNA 工况基底剪力



解决办法/SOLUTION

如图5所示, 非隔震模型的第一自振周期为0.039秒, 隔震模型的第一周期为1.025秒, 二者均为水平方向的平动模态。为进一步分析原因, 绘制 Landers-X 地震动对应的反应谱, 反应谱参数设置如图6所示。

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 0.03918; f = 25.52589; Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 1.02509; f = 0.97552

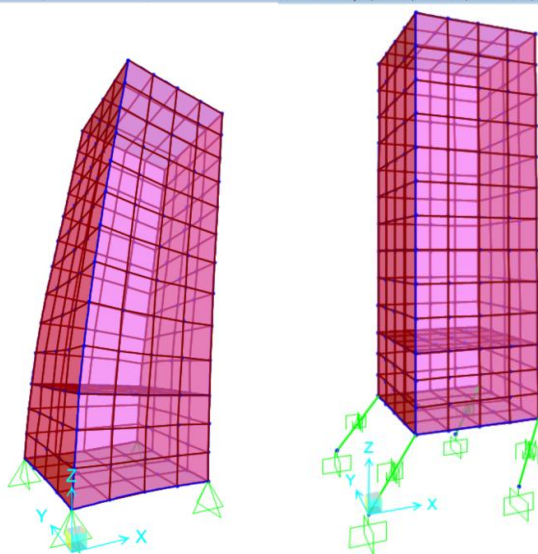


图5 两种模型的第一周期

Response Spectrum Generation			
Time History Case		Joints	
Case	Landers-X	7	
Response Direction		Add	
Coordinate System	GLOBAL	Modify	
Direction	X	Delete	
Named Sets		Abscissa Data	
Save Set...		Value Type	Period
Show Set		Axis Type	Arithmetic
包含周期		Spectrum Widening, %	
☒ Default		0	
☒ Structural			
☐ User			
周期范围		Ordnate Data	
		Value Type	PSA
		Axis Type	Arithmetic
		Scale Factor	1
		Damping Values	
		0.05	
		0.05	
Show Grid Overlay		Done	
		Display Curves...	

图6 绘制 Landers-X 工况反应谱参数设置

如图7所示, 反应谱在周期为0.039s和1.025s附近的加速度值分别约为1703和2148。可见, 隔震模型对应的第一周期反应谱值高于非隔震模型, 二者的比值为 $2148 \div 1703 \approx 1.26$ 。这一比例与两个方向上最大基底剪力的比值($733 \div 602 \approx 1.22$, $730 \div 553 \approx 1.32$)较为接近。

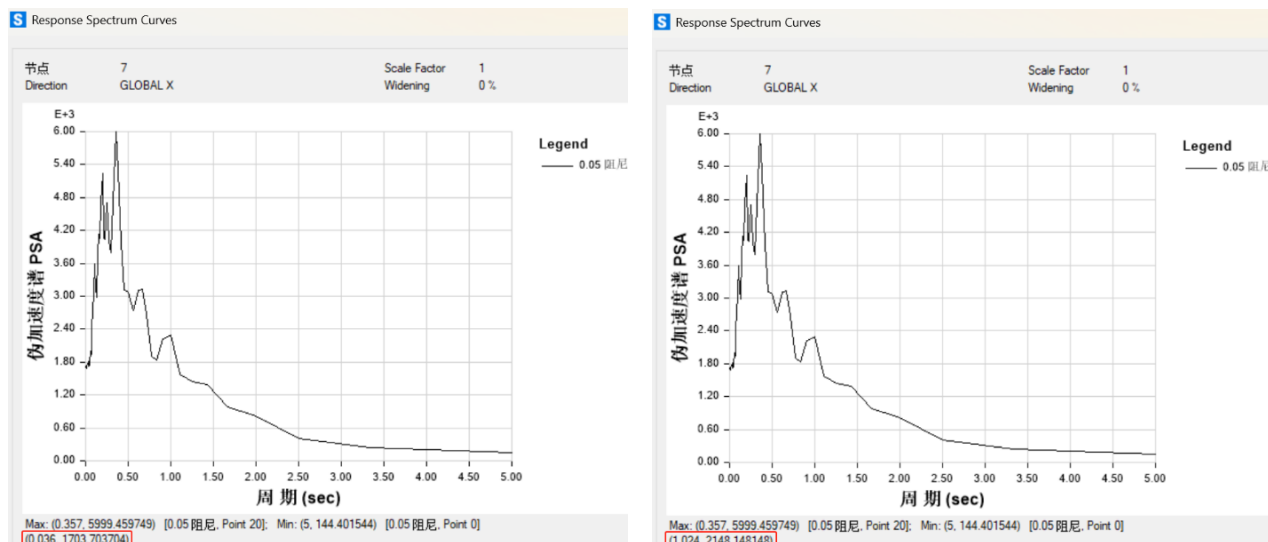


图 6 Landers-X 工况反应谱值

由于非隔震模型刚度较大，第一自振周期较短（小于 0.1s），未能进入反应谱的平台段；而设置隔震支座后，结构第一周期显著延长，接近平台段。但由于所选地震波在约 1 秒处存在一个尖峰，使得隔震模型对应周期处的加速度反应谱值反而更高。周期延长叠加地震动频谱特性，共同导致隔震模型的基底剪力大于非隔震模型。因此，隔震设计应综合考虑结构刚度、地震动特性及反应谱形状，避免“延长周期必然隔震”的误区。

编写：王雁飞

拉索的预拉力对其分析收敛性的影响

索结构非线性分析难以收敛是一个普遍困扰工程师的问题。本文以一个具体工程为例，重点说明影响索结构收敛性的一个重要原因是拉索预拉力不足，从而导致结构刚度过低。通过提高拉索预拉力，可有效改善非线性分析的收敛性。



使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v26.2.0



模型简介/MODEL

如图 1 所示，该结构为一座柔性光伏支架，长 40m，宽 2.3m，高 6m，由组件索、承重索、抗风索、端拉杆以及其他刚性构件组成。其中拉索采用折减抗弯刚度并设置自动剖分的框架单元进行建模。

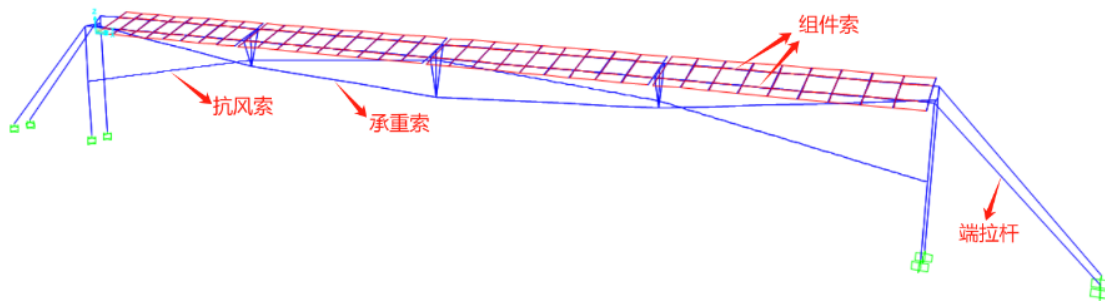


图 1 索结构柔性光伏支架



问题描述/PROBLEM

如图 2 所示，工况 P 为非线性预应力工况，“P+D” 工况为在工况 P 基础上继续施加重力荷载的非线性组合工况。在工况 P 中，组件索、承重索和抗风索均采用目标力方式施加预拉力，预拉力分别为 50kN、15kN 和 10^{-6} kN。

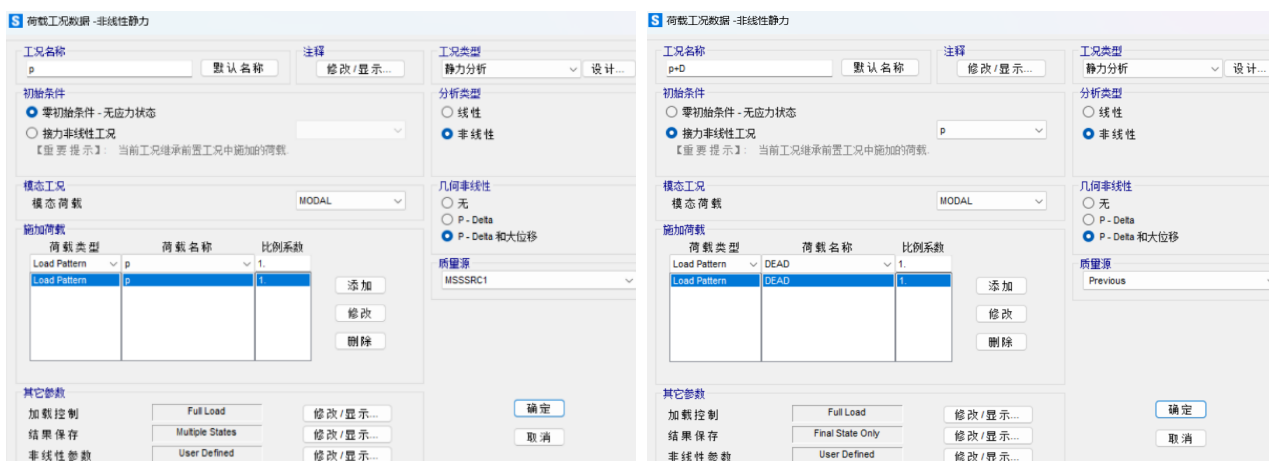


图 2 预拉力工况和重力工况

计算结果表明，“P+D” 工况无法完成非线性分析，其第一个子步中抗风索的位移高达 6.7m，如图 3 所示。

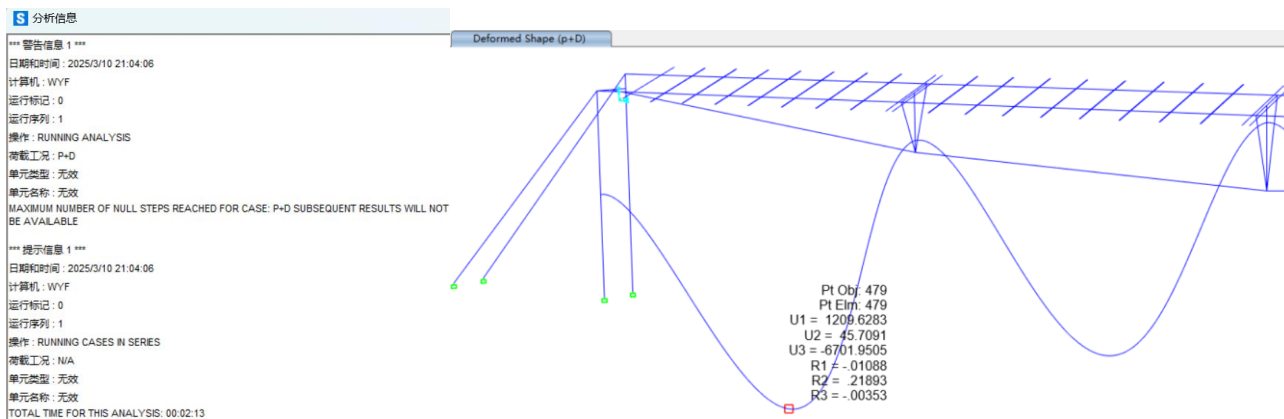


图3 “P+D”工况的分析信息及变形图

解决办法/SOLUTION

首先，定义接力 P 工况的特征值模态分析和特征值屈曲分析。如图 4 所示，该结构的基本周期为 3605 秒，第一阶屈曲因子为 -9.329E-07，这表明在 P 工况结束时，抗风索刚度极小，几乎为零。

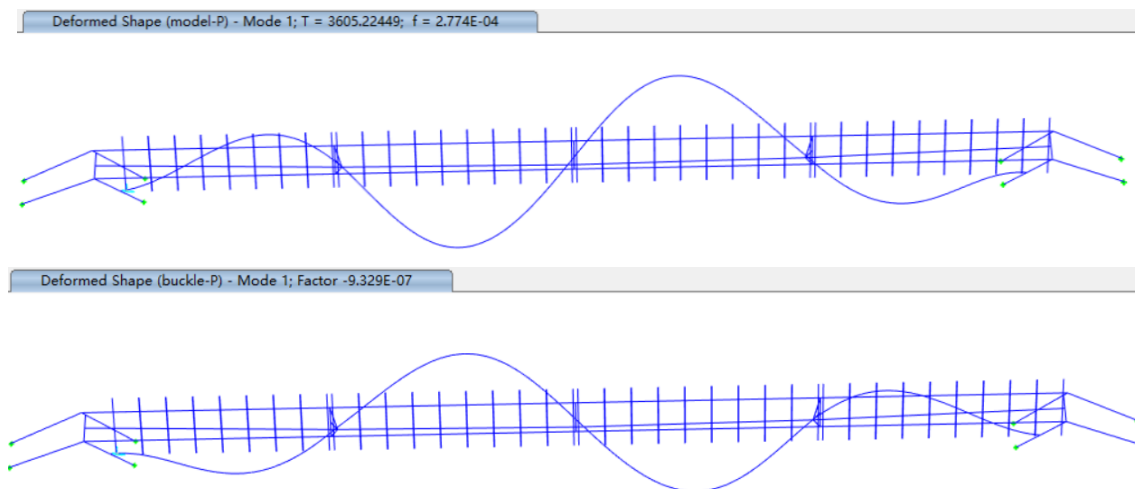


图4 接力 P 工况的模态分析与屈曲分析

进一步分析发现，在 P 工况中，抗风索的预拉力几乎为零，如图 5 所示。由于应力刚化效应无法发挥作用，抗风索未获得足够的几何刚度，从而在重力作用下产生趋于“无穷大”的横向位移，导致非线性分析无法收敛。理论上，拉索在没有预拉力的情况下无法承受横向荷载，必须首先具备一定的最小预拉力，才能保证后续分析的收敛性。

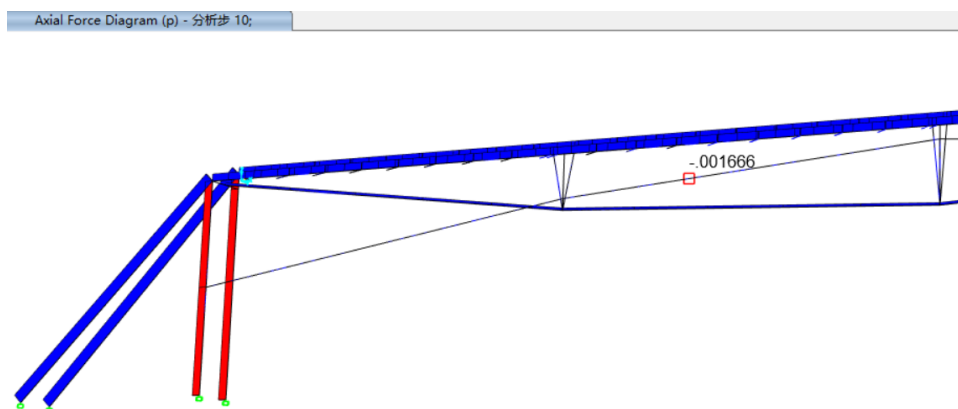


图5 P 工况的预拉力

原设计思路是尽可能减小抗风索的预拉力。通过试算发现，当抗风索的预拉力不小于 1.2kN 时，“P+D”工况即可收敛。此时的预拉力正好能抵抗重力作用所产生的变形。图 6 和图 7 分别为调整后的 P 工况内力图和“P+D”工况的变形图。

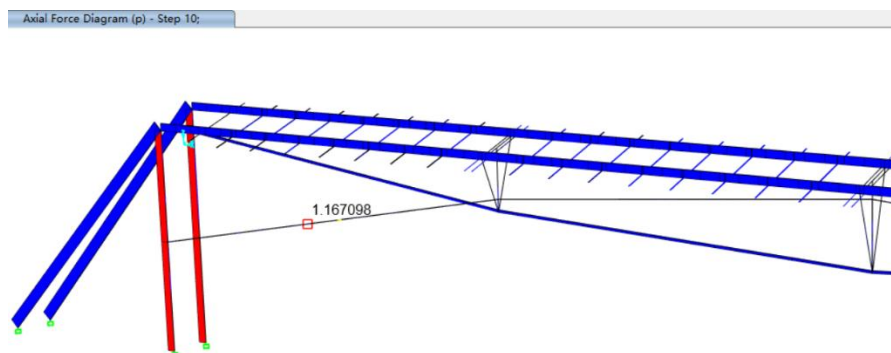


图 6 调整后的 P 工况预拉力

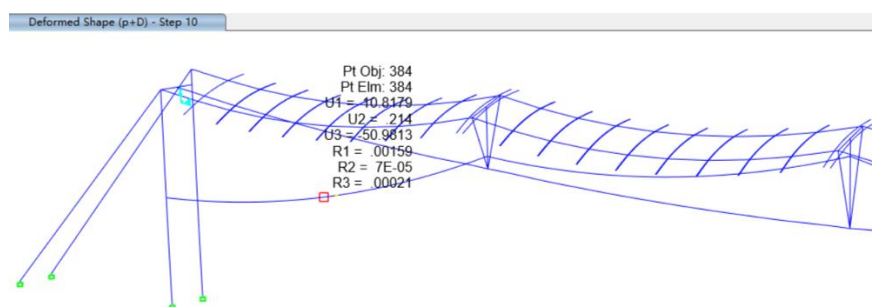


图 7 调整后的“P+D”工况变形图

如果采用索单元模拟抗风索，SAP2000 对松弛的抗风索会自动在单元内部施加较小的预拉力，以保证结构的稳定性并获取非线性分析的收敛解，如图 8 所示。

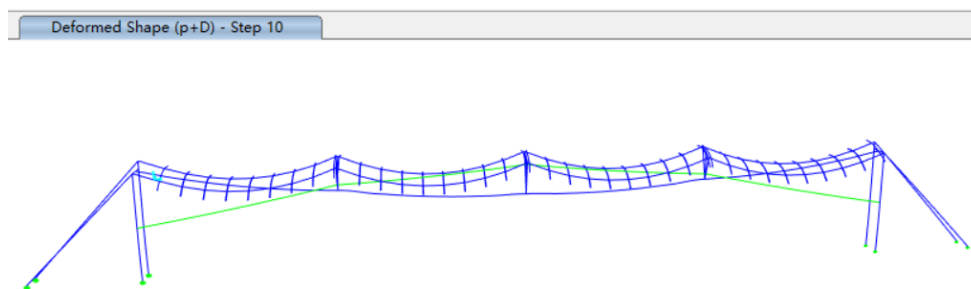


图 8 采用索单元的“P+D”工况变形图

综上，为保证拉索可以承受自重荷载（即：在自重荷载作用下，非线性分析可以收敛），必须对拉索施加足够的预拉力，以提供所需的抗弯刚度（几何刚度）。所需的最小预拉力可通过试算确定。若采用索单元建模，SAP2000 会自动在单元内部施加适量预拉力，有助于分析过程的收敛性。

编写：王雁飞

返回
目录页

杆件错动导致阶段施工分析收敛困难

本文将介绍施工模拟中后挂构件位置错动导致的收敛问题，以及借助导向结构解决此类问题的办法。



使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v26.2.0



问题描述/PROBLEM

某空间屋盖结构，通过阶段施工分析模拟“先完成屋盖施工，后挂幕墙竖杆”的施工次序，同时考虑大位移效应。各个阶段的施工接力如图 1 所示，运算至 PHASE4 “添加幕墙竖杆”时出现不收敛的情况，请问原因是什么？

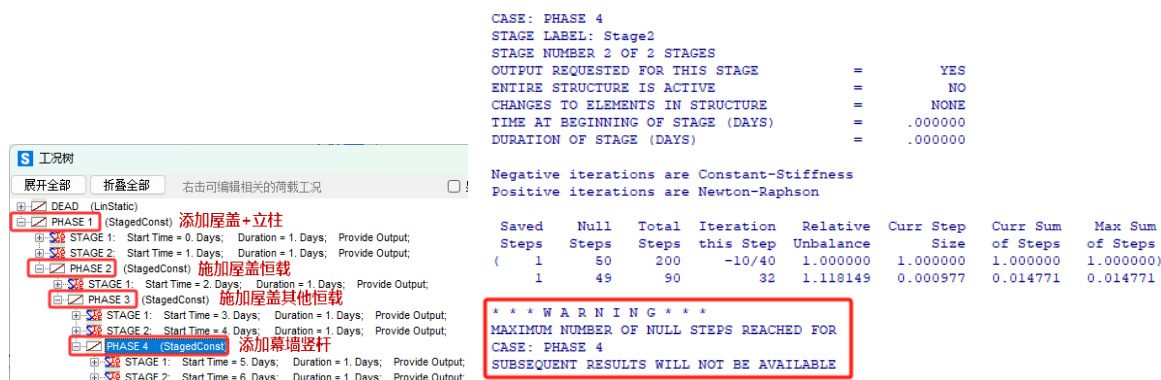


图 1 工况树

图 2 分析日志



解决办法/SOLUTION

如图 3 所示，对比 PHASE3 和 PHASE4 工况的结构变形图，可以看出：PHASE3 工况完成屋盖施工，PHASE4 工况添加幕墙竖杆，竖杆顶部挂在屋盖上，竖杆底部仅考虑水平向约束。从图 3 右图可以看出，PHASE4 添加幕墙竖杆时竖杆发生弯折，与预期效果（图 4）不符，该步出现了计算不收敛的情况。

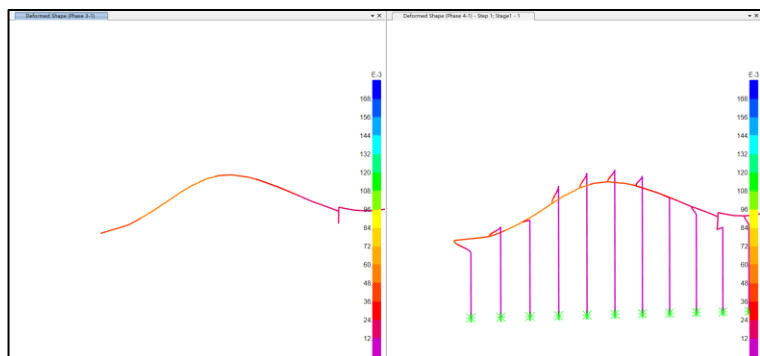


图 3 阶段施工变形图（左：PHASE3 右：PHASE4）

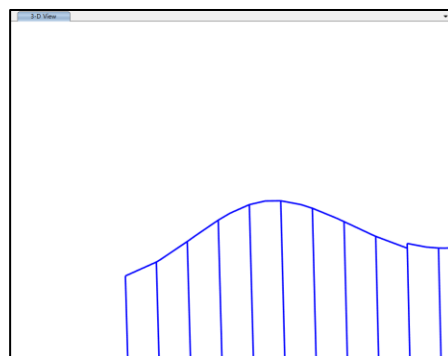


图 4 PHASE4 预期效果

仔细观察发现，幕墙竖杆悬挂在屋盖上，竖杆底部仅考虑水平向约束，为了保证竖杆与其他构件的连接关系，竖杆被打断成多段。如图 5 所示，竖杆顶部节点 18957 随着屋盖在 PHASE3 阶段积累了一定的初始位移，故 PHASE4 工况下顶部节点 18957 的竖向初始位移为 0.0453m，但是竖杆其他位置的节点（例如 19076）在原始位置激活，初始位移为零，导致 PHASE4 工况初始状态下竖杆变成了一根“折杆”。这根“折杆”在自重作用下会持续向下变形，直至恢复为一根连续的竖直杆件，在这个过程中， θ 角从锐角向钝角逐步发展，直至达到 180° 。由于本例考虑了大位移效应，程序计算时需要根据结构的变形不

断重新形成结构的刚度，导致收敛困难。

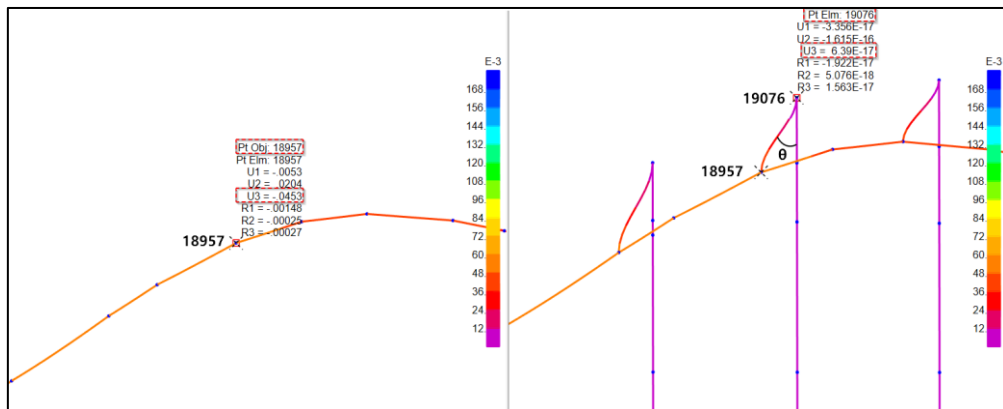


图 5 阶段施工局部变形图（左：PHASE3 右：PHASE4）

需要注意的是，当前的阶段施工模拟与真实情况存在一定偏差。实际工程中，幕墙竖杆应该作为一整根构件、基于变形后的屋盖施加，可以通过阶段施工中的添加导向结构（Add Guide Structure）模拟该效果。添加导向结构（Add Guide Structure）的工作原理为：先将其对应组内的结构激活，并指定一个很小的刚度折减系数，且不施加荷载，后续使用添加结构（Add Structure）激活这些结构时，再将这个对应结构的刚度恢复至正常值。使用该功能可以使新激活的构件中的所有节点均以变形后的位置激活，使结构保持连续不会出现错位。

对于本例，可按图 6 修改阶段施工的定义，即激活屋盖构件时同时激活屋盖下挂幕墙竖杆（GROUP1 和 GROUP80）的导向结构，在需要激活竖杆时（PHASE4）再通过 Add Structure 真正激活。调整后的变形如图 7 所示，PHASE1 阶段幕墙竖杆作为虚杆添加，显示为灰色；PHASE4 阶段真正激活竖杆，构件内部节点均在变形后的位置激活，保持为一根连续的竖直杆件，符合预期。

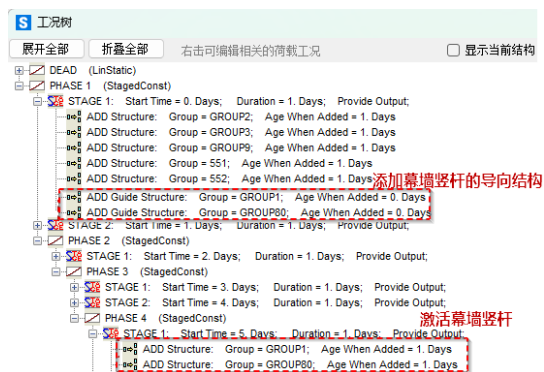


图 6 修正后的阶段施工定义

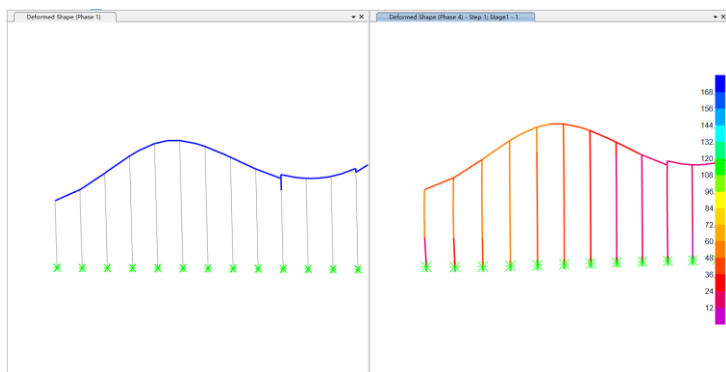


图 7 修正后的变形图（左：PHASE1 右：PHASE4）

编写：刘慧璇

返回
目录页

错层结构周期异常的常见原因

本文将介绍错层结构周期异常的常见原因及解决办法。



使用软件/SOFTWARE

ETABS v22.5.1



问题描述/PROBLEM

图 1 中的模型采用准刚性隔板，第一周期的变形云图异常，结构整体显示为均匀的紫红色（位移为零），未呈现整体振型，请问该如何解决？

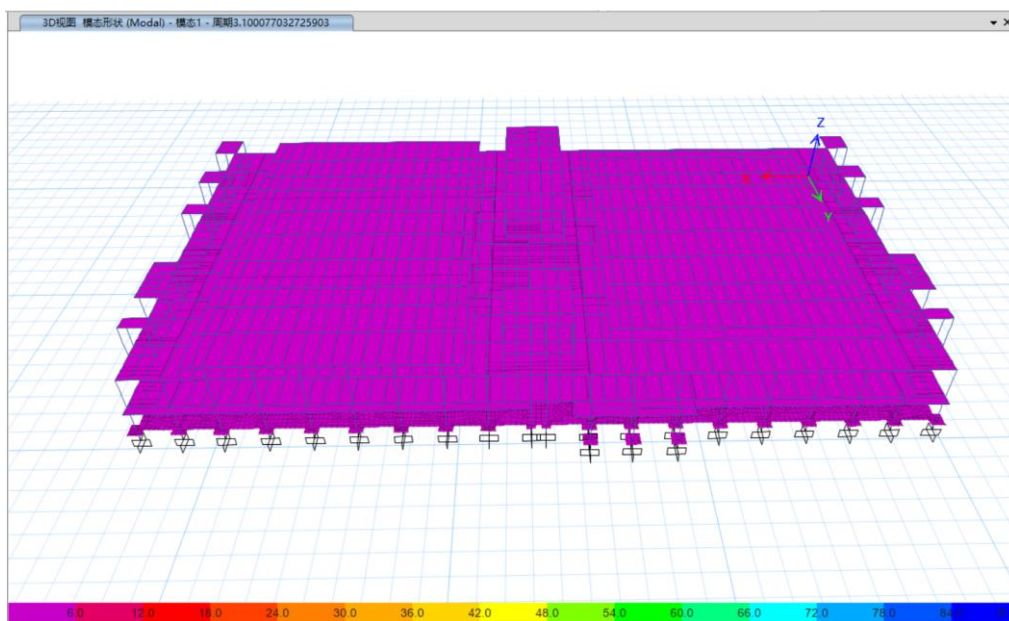


图 1 模态变形图



解决办法 /SOLUTION

通过【显示>表格>节点位移】检查位移最大的节点，可以发现第一阶模态下，节点 981 的位移明显大于其他节点位移（接近零），说明该点存在局部振动。

As Noted None							Joint Displacements		
Hidden Columns: No							Sort: Uy DESC		
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Ux mm	Uy mm	
Story3	981	301	Modal	LinModEigen	Mode	1	-0.004	0.077	大
Story3	1027	2393	Modal	LinModEigen	Mode	1	-1.646E-05	0.001	↑
Story3	1030	2396	Modal	LinModEigen	Mode	1	1.19E-05	0.001	↓
Story3	1038	2404	Modal	LinModEigen	Mode	1	1.154E-05	0.001	
Story3	1039	2405	Modal	LinModEigen	Mode	1	9.573E-06	0.001	小

图 2 节点位移

通过【选择>标签>节点标签】定位节点 981 的位置，发现该节点为 Story3 层间的悬浮节点，不属于任何构件，但节点集中质量很大，如图 3 和图 4 所示。

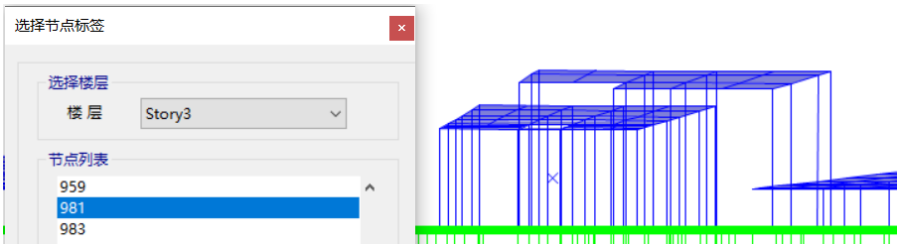


图 3 节点位置

集中节点质量							
Story	Label	Point Element	UX kg	UY kg	X m	Y m	Z m
Story3	981	301	169681.36	169681.36	86.2711	52.2283	17.867
Story3	1024	2155	91023.19	91023.19	68.6	33.05	17.867
Story3	1043	2409	89006.39	89006.39	98.1	33.05	17.867
Story3	1025	2156	79186.98	79186.98	68.6	26.85	17.867

图 4 节点集中质量

经检查发现，Story3 楼层标高为 17.867m，但存在部分错层构件位于 22.267m 标高处，如图 5 所示。由于模型质量源中勾选了“侧向质量集中于楼层标高处”，错层构件的质量将集中至楼层标高处的隔板质心位置。对比图 4 中节点 981 的坐标与图 7 中楼面标高处隔板（D2）质心的坐标，两者一致，说明节点 981 即为楼面隔板质心，所以该节点集中质量较大。由于本例采用的是准刚性隔板，不对节点产生额外约束作用，导致该节点在集中质量下产生局部振动。

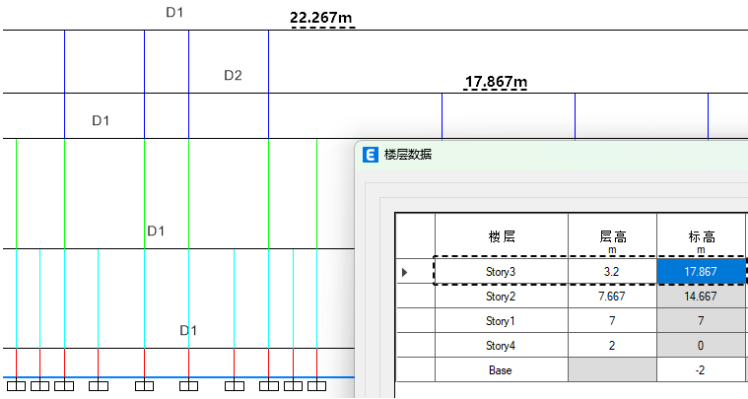


图 5 楼层数据

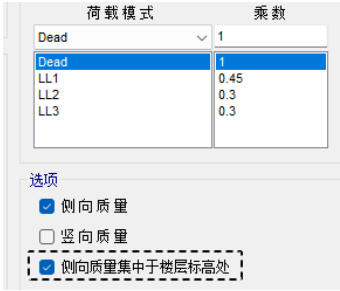


图 6 质量源定义

Story	Diaphragm	Mass X kg	Mass Y kg	XCM m	YCM m
Story3	D1	0	0	82.1974	52.3673
Story2	D1	0	0	77.0596	52.8898
Story1	D1	0	0	80.8928	53.0934
Story4	D1	0	0	83.1778	52.038
Story3	D2	0	0	86.2711	52.2283

图 7 隔板质心坐标

实际上，对于错层结构，为了准确计算各层响应，建议质量源中取消勾选“侧向质量集中在楼层标高处”，可避免出现上述问题。

门刚结构摇摆柱在风荷载工况下变形异常

本文将介绍门刚结构摇摆柱在侧向荷载作用下变形异常的原因及解决办法。



使用软件/SOFTWARE

ETABS v22.5.1



模型简介/MODEL

如图 1 所示，某门刚结构为了模拟摇摆柱轴心受力的状态，对摇摆柱顶部设置了端部释放，底部指定固定铰支座，基于虚面施加侧向风荷载。

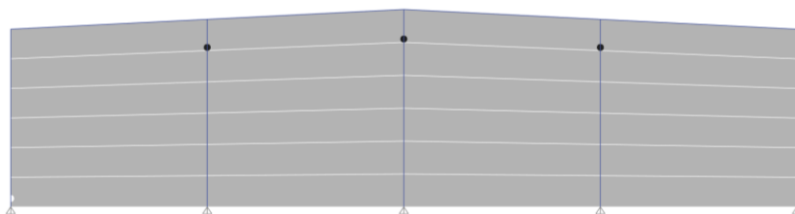


图 1 摇摆柱顶部的端部释放



问题描述/PROBLEM

如图 2 所示，在横向风荷载作用下，门刚结构的摇摆柱变形异常，请问该如何解决？

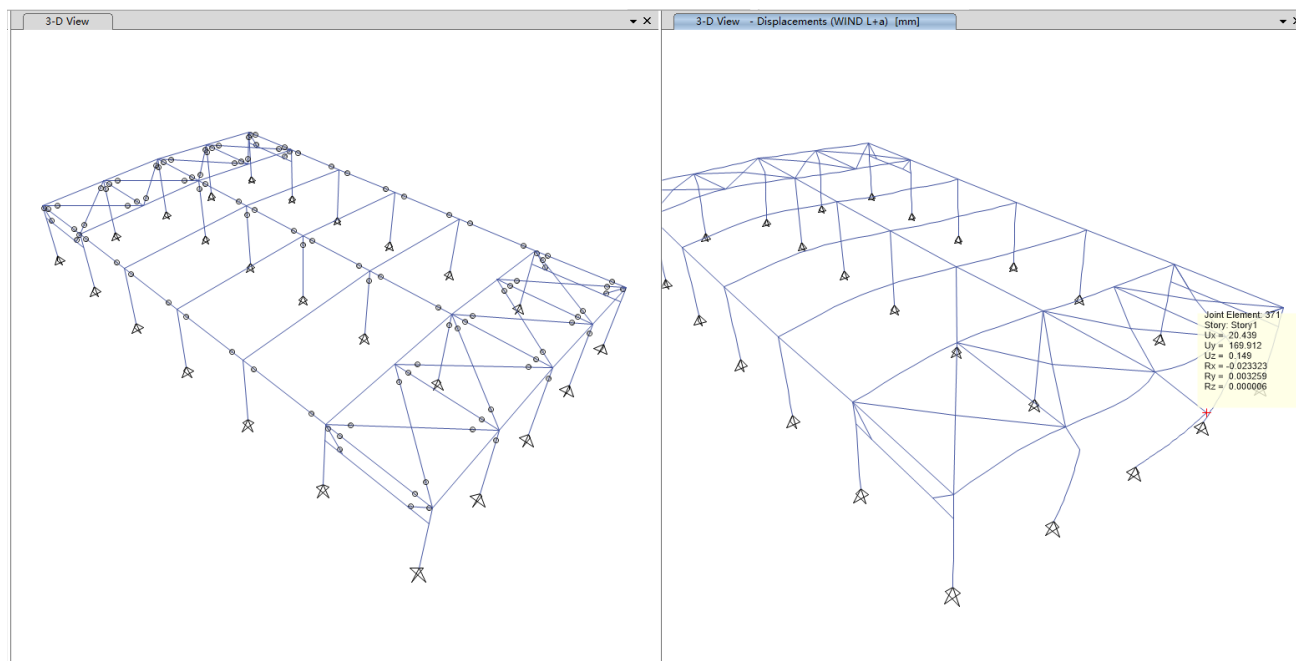


图 2 某门刚结构变形图



解决办法/SOLUTION

造成上述问题在主要原因在于：摇摆柱的顶部同时指定【端部偏移】和【端部释放】。

ETABS 默认考虑水平梁和竖向柱的端部偏移，用于考虑构件交点处的重叠区域（尤其是混凝土结构）对自重的影响。端部偏移长度默认为相邻构件截面高度或宽度的一半，更详细的内容可参考知识库文档“[框架对象的自动端部偏移](#)”。需要注意的是，当端部偏移的端部同时设置了端部释放，程序将假定端部偏移范围内为刚性，释放则是在构件净长度的端部考虑。图 3

为《分析参考手册》中关于端部偏移对端部释放影响的介绍。

对端部释放的影响

端部释放总是假定在支座表面，即在单元净长度的端部。若在单元的任意一端的任意弯曲平面指定弯矩或剪力释放，则端部偏移被假定在此端的此平面弯曲和剪切为刚性（即， $\text{rigid}=1$ ）。这不会影响在另一端或另一平面的刚性端部系数。

图 3 端部偏移对端部释放的影响

如图 4 所示，红圈圈出了程序自动在端部偏移的端部生成的内部节点（371 号节点），该节点无法选中，此处为程序实际考虑释放（铰接）的位置。此处的位移较大，是因为与摇摆柱顶部相连的屋框架为工字形截面，面外刚度较弱，其他屋面梁和屋面斜撑均为铰接，使得该节点的抗扭刚度不足，侧向力作用下产生的转角较大，而 371 号节点处和摇摆柱底部 33 号节点均为铰接，导致 371 号节点变形异常。

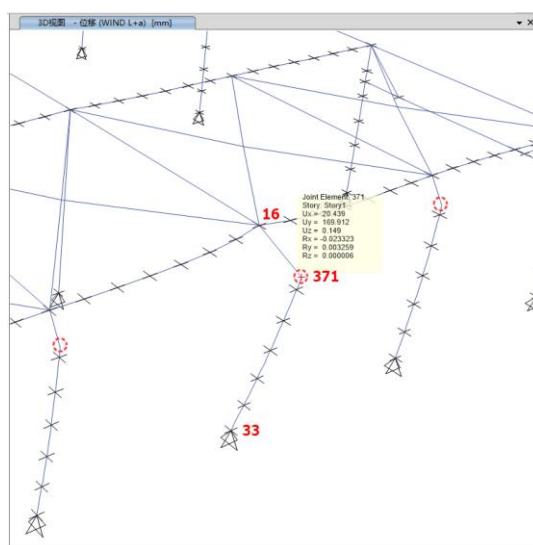


图 4 局部变形图

实际上，摇摆柱的铰接位置应该处于柱顶，端部偏移长度越长，结果越失真。对于此类情况，建议通过【指定>框架>端部偏移】将摇摆柱的端部偏移长度设为 0，可避免该问题。



图 5 取消端部偏移长度

返回
目录页

编写：刘慧璇

52

剪力墙墙肢底部轴压力小于顶部轴压力

本文主要分析某剪力墙结构在设计时，出现墙肢底部轴压力小于顶部轴压力的现象及其原因。



使用软件/SOFTWARE

ETABS v22.5.1



模型简介/MODEL

如图 1 所示为某剪力墙结构模型，由剪力墙和楼板组成，采用欧标 Eurocode 2 进行剪力墙设计。

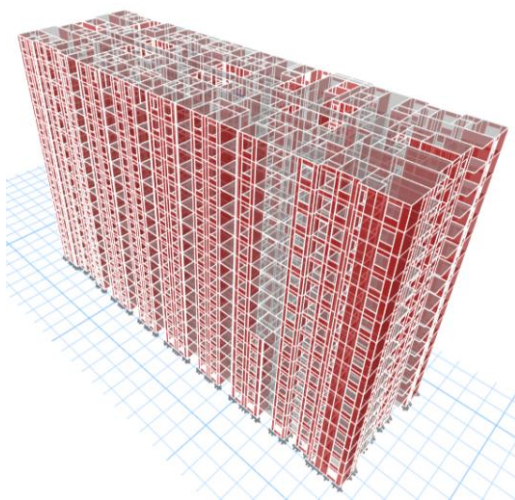


图 1 某剪力墙结构模型



问题描述/PROBLEM

在查看剪力墙设计结果时发现，部分墙肢存在底部轴压力小于顶部的情况。例如图 2 所示墙肢，顶部轴压力为 4088.56 kN，而底部仅为 3781.03 kN，明显不符合常规力学现象。请问是什么原因导致的该现象？

Flexural Design for N_{Ed} , M_{Ed2} and M_{Ed3}								
Station Location	需求 Rebar Area (mm ²)	需求 Reinf Ratio	当前 Reinf Ratio	抗弯 Combo	N_{Ed} kN	M_{Ed2} kN-m	M_{Ed3} kN-m	Pier A_g mm ²
Top	1261	0.0031	0.0017	UDWalS8	4088.5554	176.1342	-512.0875	405000
Bottom	1013	0.0025	0.0017	UDWalS8	3781.0289	171.0176	-582.945	405000

图 2 某墙肢设计细节



解决办法/SOLUTION

在 ETABS 中进行剪力墙设计时，需首先为墙肢指定标签（Pier Label）。通常情况下，受重力作用影响，同一墙肢的轴压力应表现为底部大于顶部。然而在本案中，部分墙肢却出现了相反的结果，即顶部轴压力大于底部，说明该构件统计出的轴力存在异常。

通过选中相关墙肢标签（如图 3 所示）可以发现，用户将 T 形墙的腹板和翼缘部分分别指定为不同的墙肢标签。其中，出现顶部轴压力大于底部的情况，正是对应 T 形墙的腹板区域。对于整个 T 形墙而言，在轴力、剪力和弯矩的共同作用下，其底部轴压力理应大于顶部。但如果仅对 T 形墙腹板部分进行轴力统计，如图 3 所示，由于整体墙体在高度方向上的弯矩分布变化，腹板区域的底部轴压力有可能小于顶部。

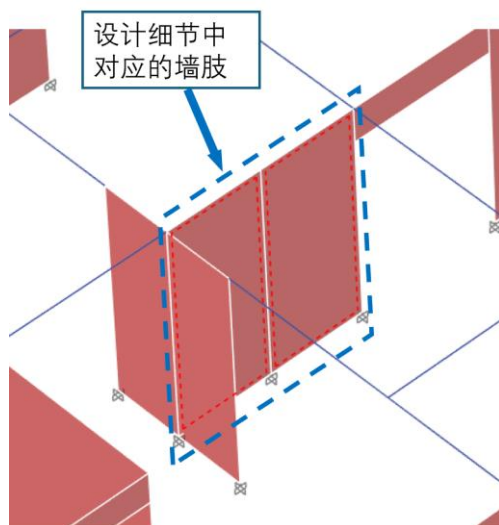


图3 原墙肢设计范围

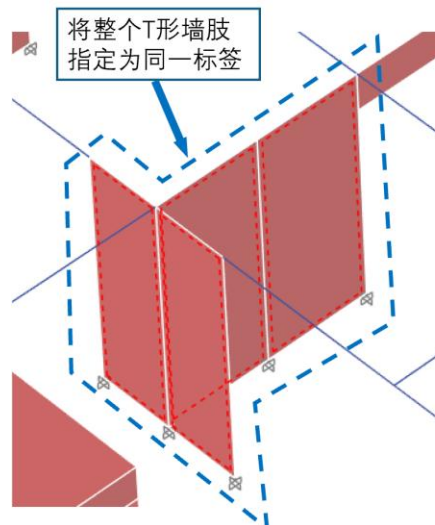


图4 修改后的墙肢设计范围

如图4所示，将整个T形墙指定为同一墙肢标签。重新查看该墙肢的轴压力分布，如图5所示，结果显示顶部轴压力为4070.7 kN，底部为4240.7 kN，符合“底部轴压力大于顶部”的力学预期。

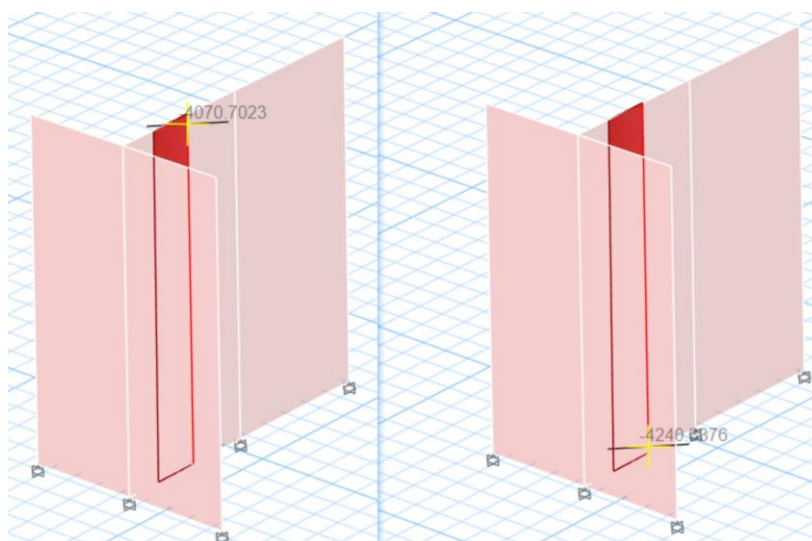


图5 改变墙肢设计范围后的轴压力结果

开裂分析挠度异常

本案例主要介绍开裂分析中挠度结果异常的原因及其解决办法。



使用软件/SOFTWARE

ETABS v22.5.1



模型简介/MODEL

如图 1 所示为某混凝土框架的模型。



图 1 混凝土框架结构模型



问题描述/PROBLEM

对框架进行开裂分析后，依次查看某根梁的弹性挠度以及考虑徐变和收缩的长期挠度，如图 2 所示。其中，弹性挠度按恒载和活载的标准组合进行计算，大小为 50.955mm；长期开裂挠度按恒载和活载的准永久组合进行计算，通过叠加原理考虑 1.0DL+0.5LL 长期作用以及 0.5LL 短期作用，大小为 60.110mm，仅比弹性挠度大不到 20%，与预期不符。请问开裂挠度结果异常的原因是什么？

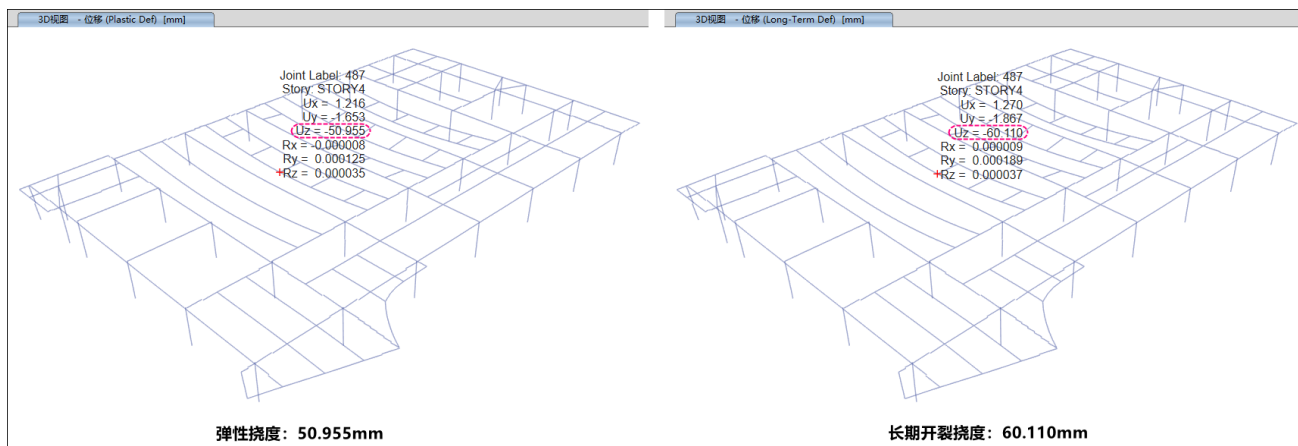


图 2 弹性挠度 vs 长期开裂挠度



解决办法/SOLUTION

开裂分析是一种非线性分析。程序迭代计算开裂挠度，直到两次计算得到的整体模型最大竖向位移绝对值（或竖向位移 SRSS 值）的差值满足收敛容差要求，或者达到最大迭代数量时，即终止计算。满足收敛容差要求是指小于“相对位移收敛容差”与“最大位移（或最大 SRSS 位移）”的乘积，其中最大位移（或最大位移 SRSS）为前后两次迭代计算的较大值。

对于本案例，首先查看整体模型在恒载和活载标准组合作用下的弹性变形，发现局部变形异常，最大竖向位移高达 5591.781mm，如图 3 所示。

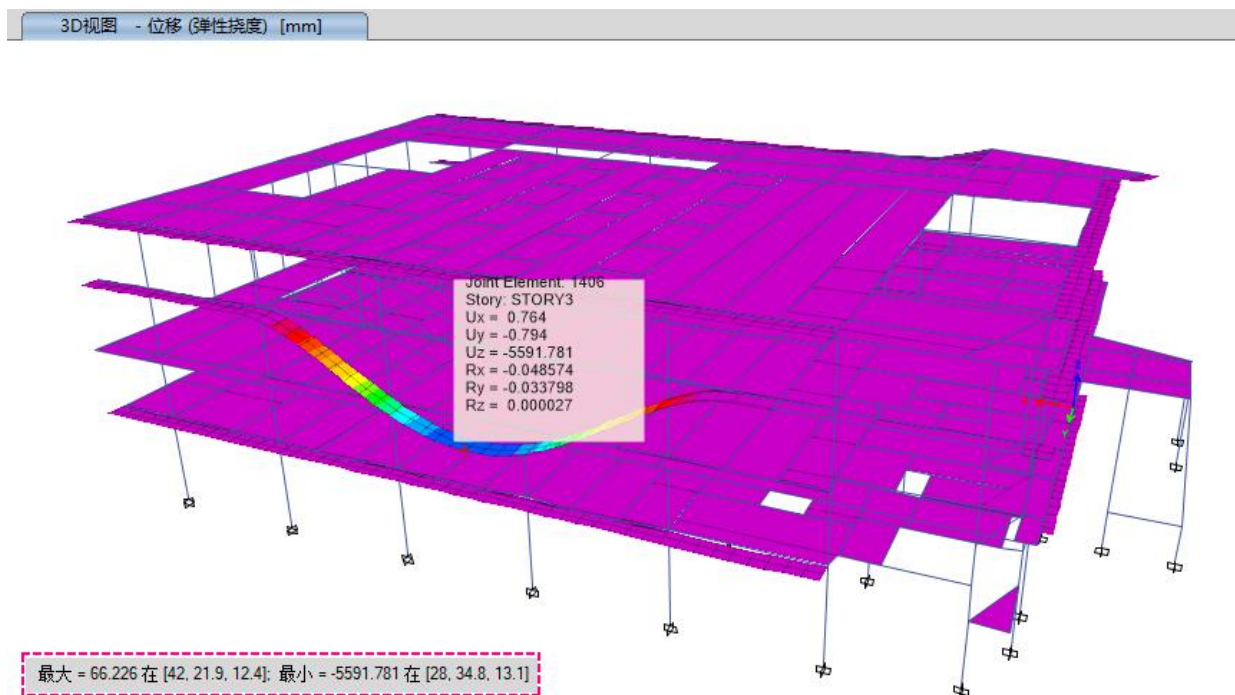


图 3 弹性挠度异常大

程序默认的开裂分析收敛容差为 0.005，如图 4 所示。对于弹性挠度合理的模型，该容差足够程序计算得到正确的开裂挠度。但是，当弹性挠度异常大时，将导致迭代计算的误差较大，最终导致未迭代计算到最终构件开裂程序即终止计算，这也是该案例中开裂挠度结果异常的原因。



图 4 开裂分析参数

如果尝试缩小收敛容差，程序计算得到的开裂挠度会更加合理，尝试将收敛容差修改为 0.0001 并再次计算，长期开裂挠度大约为 113mm。然而，这样解决问题的方法是不合理的，开裂分析的前提是整体结构的弹性变形是正常的。

查看变形异常的构件，发现均是未与周边框架有效连接的悬挑板，如图 6 所示。

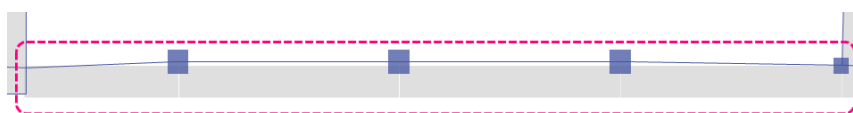


图 6 未与梁连接的悬挑板

重新绘制悬挑板并施加荷载，再次运行分析后弹性变形正常，问题描述中查看的梁长期开裂挠度也恢复正常，大小为 112.263mm，如图 7 所示。

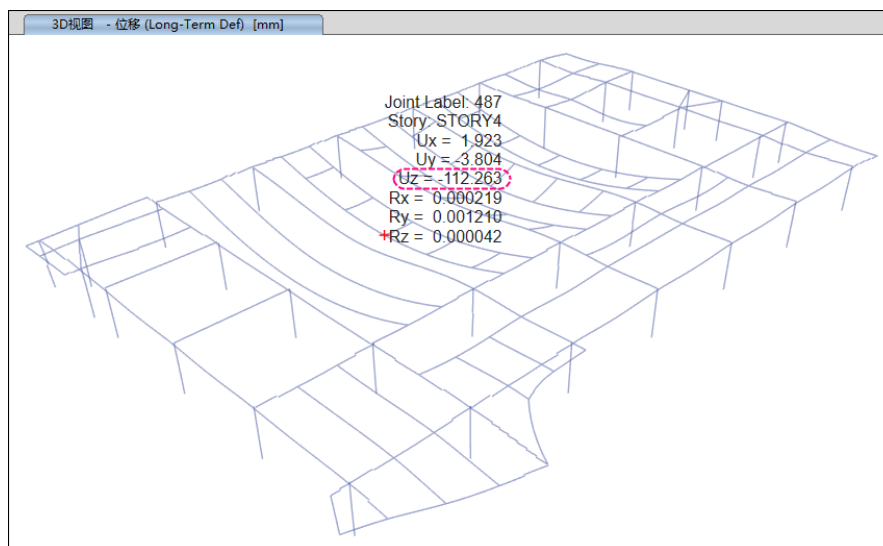


图 7 修改模型后的长期开裂挠度

编写：王希

基础上抬分析无法收敛

本案例主要介绍基础上抬分析无法收敛的原因及其解决办法。



使用软件/SOFTWARE

SAFE v22.5.1



模型简介/MODEL

如图 1 所示为某基础的模型，包含独立基础和筏形基础。

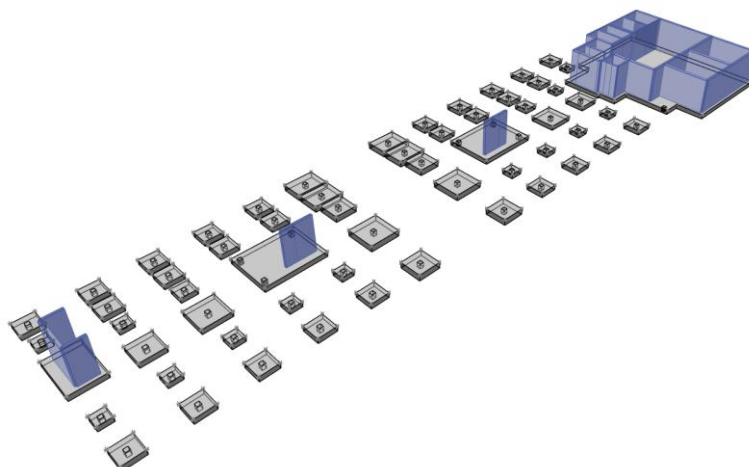


图 1 基础模型



问题描述/PROBLEM

该模型对基础底板指定单压面弹簧，并将荷载组合转换为非线性工况，用于进行上抬分析。运行所有荷载工况的时长将近 2 个小时，同时程序给出警告信息，如图 2 所示。请问原因是什么？应该如何处理？

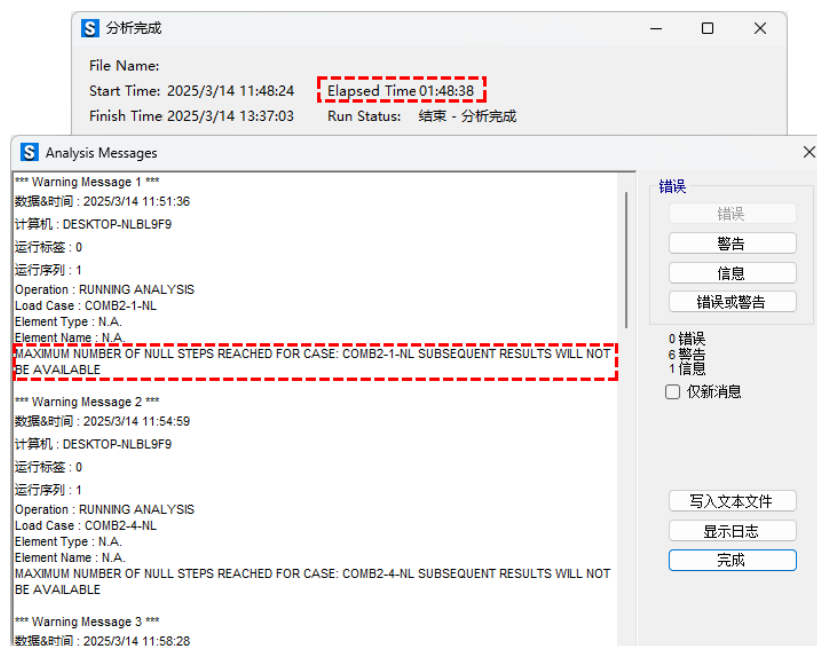


图 2 分析时长和警告信息



解决办法/SOLUTION

程序给出的警告信息表示非线性工况达到最大空步数，无法收敛，计算结果不可用。经检查，警告中提示的 6 个无法收敛的非线性工况均包含 Y 方向的地震作用，接下来以其中一个工况 **Comb2-1-NL** 为例进行说明。

如图 3 所示为 **Comb2-1-NL** 工况的定义，该工况施加的荷载包括：恒载、附加恒载以及 Y 方向地震作用。当竖向力和水平力定义在同一工况中时，程序是逐级加载，而不是先加载竖向力，再加载水平力。当上抬分析不存在收敛性问题时，这样的荷载施加方式没有问题；但是当存在收敛性问题时，用户可以通过分别定义竖向力和水平力，模拟真实的加载顺序，进而找到问题所在。

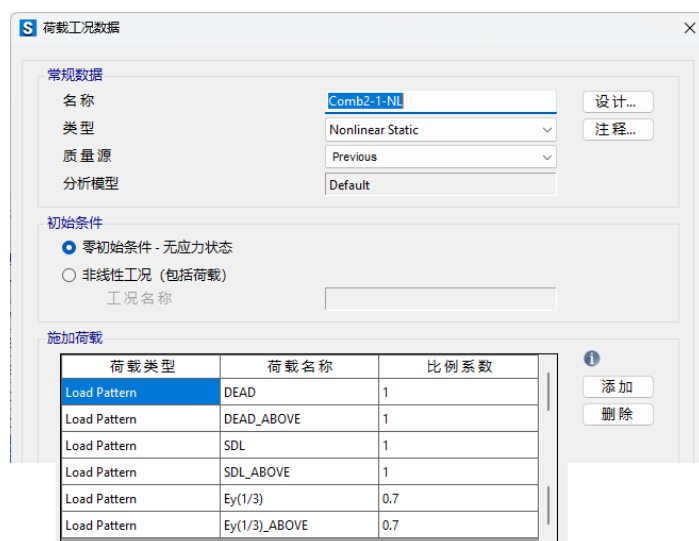


图 3 无法收敛的荷载工况

接下来我们将 **Comb2-1-NL** 工况按照先施加竖向力后施加水平力的顺序进行修改：首先补充定义一个仅包含恒载和附加恒载的非线性工况，如图 4（左）所示；然后修改 **Comb2-1-NL** 工况仅包含 Y 方向地震作用，注意初始条件需要选择继承上一步的恒载工况，如图 4（右）所示。

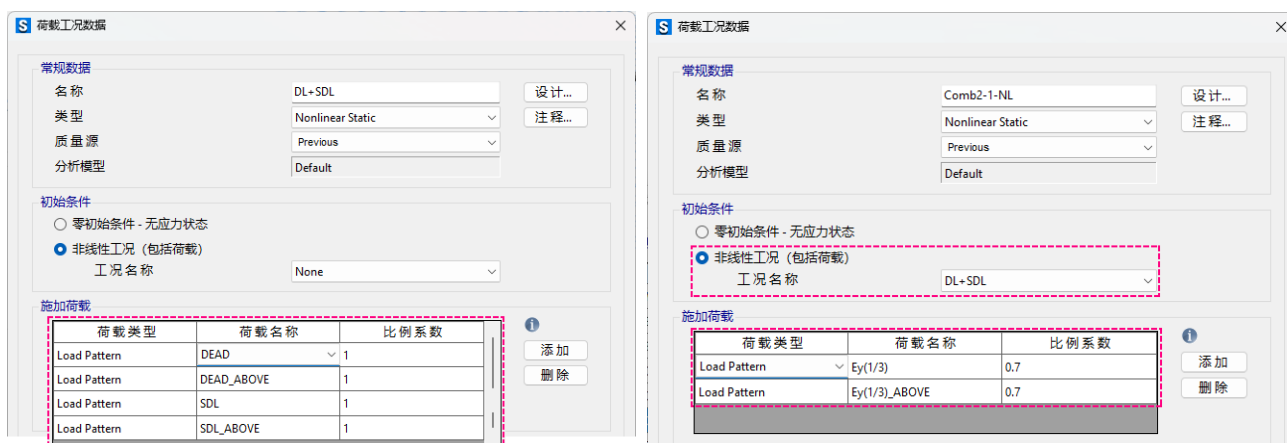


图 4 分别定义竖向力和水平力

分析完成后，可以通过变形图或土反力判断基础是否发生上抬，即基础与地基土是否脱离。依次查看 **Comb2-1-NL** 工况终止步（由于分析无法收敛，并不是真实的终止步）的变形图和土反力，如图 5 和图 6 所示。变形图显示其中一个基础发生大面积向上的变形，土反力显示为大面积的零应力区，代表基础发生了上抬。如果上抬分析继续进行，该基础将发生整体上抬，也就是与土体完全脱空，这就是导致整个模型上抬分析无法收敛的原因。

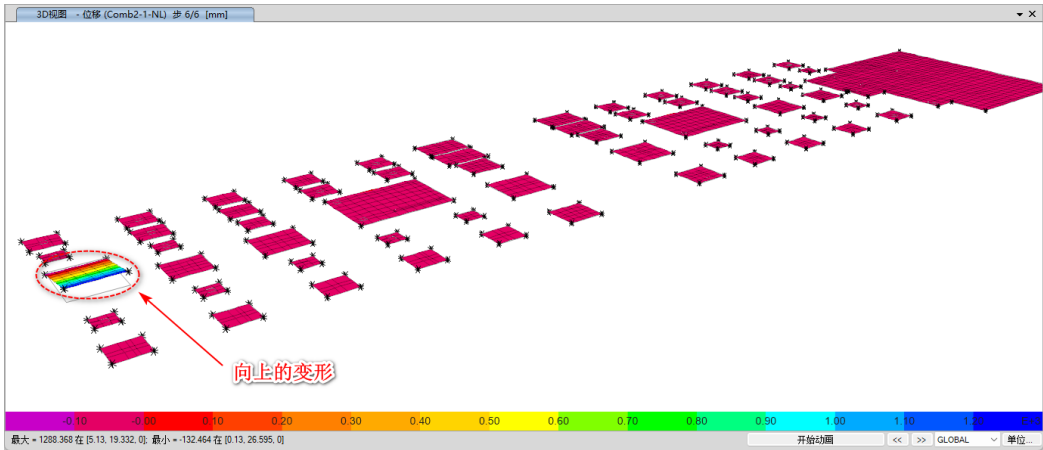


图 5 变形图判断基础上抬

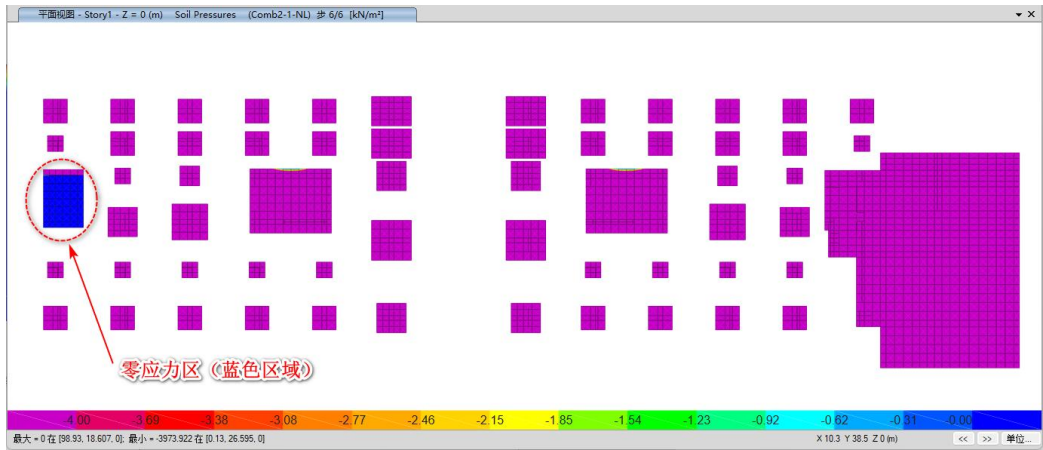


图 6 土反力判断基础上抬

进一步通过节点荷载的表格检查作用在该基础上地震作用，如图 7 所示。发现若干作用点存在异常大竖直向上的地震作用，这是导致基础发生整体上抬的原因，建议用户检查上部结构模型中 Y 方向的地震作用。



图 7 地震作用 FY 竖向力异常

返回
目录页

编写：王希

梁端板与柱腹板的螺栓连接

本文以某梁柱铰接节点为例，重点介绍在 IDEA StatiCa Connection 中如何理解和设置构件的“模型类型”和“力的作用位置”，同时从概念上解释螺栓剪力的分布情况。



使用软件/SOFTWARE

IDEA StatiCa Connection v24.1.4



模型简介/MODEL

如图 1 所示，工字梁的截面高度 3000mm，腹板与端板焊接，端板与工字柱的腹板采用 124 个螺栓连接。在结构整体分析软件（SAP2000）中假设梁柱铰接，梁端剪力和柱顶轴力均为 7700kN。

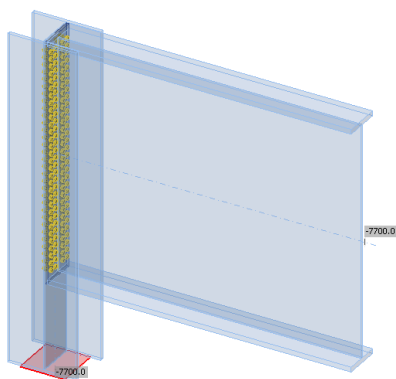


图 1 梁端板与柱腹板的螺栓连接

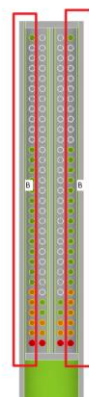


图 2 螺栓的校核结果



问题描述/PROBLEM

1. 工字梁的“模型类型”和“力的作用位置”应如何选择？不同的“模型类型”会不会影响计算结果？“力的作用位置”选择“节点”或“螺栓”有什么区别？
2. 如图 2 所示，为什么距离腹板较远的两列螺栓的剪力更大？钢梁的剪力通过腹板传到端板，再由端板传到螺栓，难道不是离腹板最近的螺栓承受更大的剪力吗？



解决办法/SOLUTION

问题 1

工字钢梁的“模型类型”应选择“N-Vz-My”，代表构件内力作用于 YZ 立面，用户只需输入三个内力分量。对于这个模型，选择“N-Vy-Vz-Mx-My-Mz”并不会影响计算结果，但会增加一定的计算量。但是，选择“N-Vy-Mz”会导致内力的作用平面错误；“N-Vy-Vz”多用于单个螺栓连接的支撑或拉杆等构件，不适用该模型。

“力的作用位置”应该理解为构件内力的来源：“节点”代表在 SAP2000 等结构整体分析软件中，用户直接读取线框模型中梁端节点的内力，而不是利用截面切割等技术读取距离节点一定距离处的截面内力。不过，在 IDEA StatiCa Connection 中，构件内力始终作用在构件的截断面处。

如图 3 所示，支座处的反力和梁端内力只有剪力 $F/2$ ，但靠近支座的红色点划线截面的内力包括剪力和弯矩。如果“力的作用位置”为“节点”，用户只需输入剪力，软件可以自动考虑剪力偏移至截断面处引起的附加弯矩。如果“力的作用位置”为截断面的“位置”，用户应同时输入剪力和弯矩。

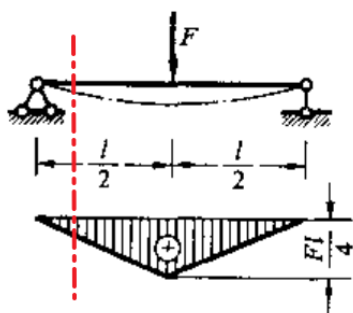


图3 简支梁的弯矩图

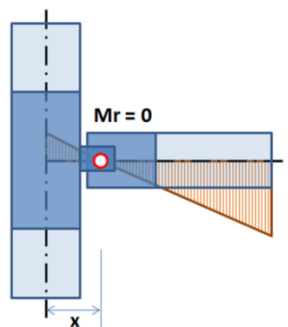


图4 单个螺栓连接的梁柱节点

综上，工字梁的“力的作用位置”应选择“节点”。但对于这个模型，选择“螺栓”也没有太大区别，因为螺栓群形心和理论节点之间的间距很小，不影响计算结果。但是，如果采用图4所示的螺栓连接，应选择“螺栓”而非“节点”，因为螺栓和理论节点（点划线）之间的距离 x 不能忽略。

问题2

工字梁的截面高度大、螺栓数量多，构件局部的受力状态复杂，IDEA StatiCa Connection 基于精细化有限元分析的计算结果比较可靠。如果考虑板件的约束条件或变形趋势，也可以从概念上解释螺栓剪力的分布情况。具体如下：

如图5（左）所示，梁的剪力由腹板传递给端板，再由端板传递给螺栓，靠近梁腹板的内侧两列螺栓的剪力应该更大。但是，柱的腹板较薄而翼缘较厚，翼缘对腹板的约束很强，而且越靠近翼缘约束越强。根据结构力学中“约束（刚度）越强，内力（反力）越大”的概念，外侧两列螺栓的剪力更大也是合理的。

如图5（右）所示，当柱的翼缘与梁相连时，柱的腹板对翼缘的约束很弱，基本可以忽略。此时，靠近梁腹板的内侧两列螺栓的剪力更大，符合常规的理解。

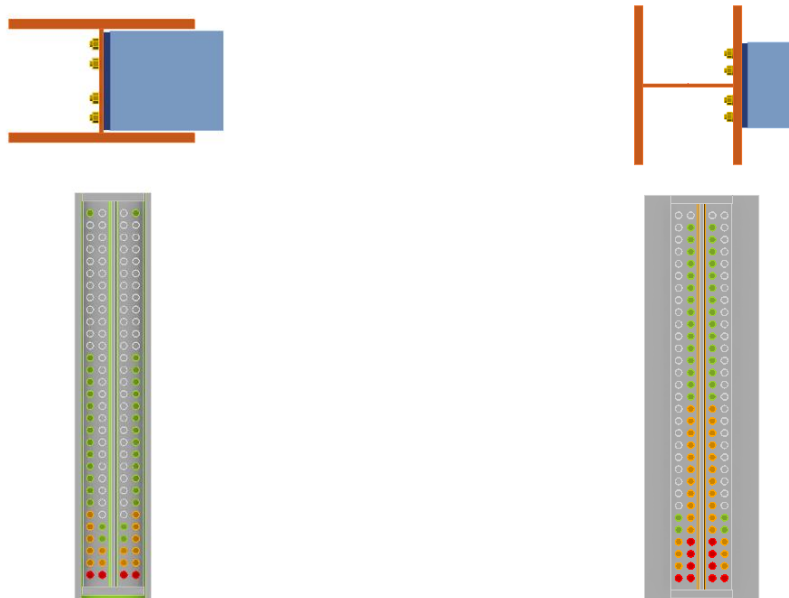


图5 螺栓剪力分布对比

新增及改进功能

IDEA 25.0.0 新增及改进功能

IDEA StatiCa v25.0 在前述版本的基础上，进一步拓展锚固计算的应用范围、简化钢结构节点的初始设计流程，同时加强 Checkbot 作为数据交互平台的设计工具属性。

混凝土模块 Detail

1、混凝土块

- 利用新增的【负体积】和【切割面】模型对象，配合新增的【切割】操作，用户可以创建复杂几何形状的混凝土基座。

2、预埋钢筋

- 利用新增的【预埋板】加载装置，用户可自定义预埋的直钢筋、L 形或 U 形钢筋布置。

3、美标 ACI 318-19

- 新增基于美标 ACI 318-19 的 3D 钢筋混凝土锚固设计功能；新增基于美标 ACI 318-19 的 2D 预应力混凝土结构细部分析与设计功能；新增基于美标 ACI 的 2D 几何模板。

4、澳标 AS 3600

- 新增基于澳大利亚规范 AS 3600 的钢筋混凝土结构细部分析与设计功能；新增基于澳大利亚规范 AS 3600 的 2D 几何模板。

5、效率提升

- Detail 3D 计算效率提升 4 倍，利用新的 3D 视图可以更快地启动软件。

6、BEAM 和 RCS 接口

- 新增 Beam 和 Detail 之间的转换接口，Beam 侧扭屈曲（LTB）结果可导入 RCS。

钢结构模块 Connection

1、全新的几何建模向导

2、参数化模板

- 先利用参数化模板创建标准节点，再以加工操作的方式补充建模，可以最大限度地提高建模效率。

3、自定义截面

4、槽形螺栓孔

- 用户可在板件编辑器中，对采用螺栓连接的一个或多个板件自由定义槽孔。例如：单剪板连接的单剪板采用槽孔，但梁腹板采用标准孔。

5、新增欧标半熔透对接焊缝

6、改善计算报告的可读性

7、.....

BIM 接口和 Checkbot

1、Checkbot 批量化操作

2、新增 MIDAS CIVIL NX 接口

3、Tekla 接口支持导入锚栓

4、更新 Grasshopper 接口

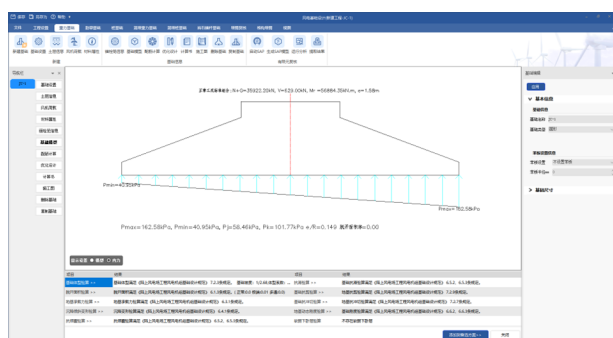
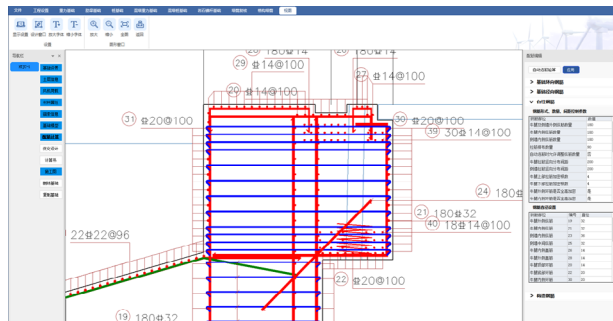
[点击了解更多功能特性](#)

返回
目录页



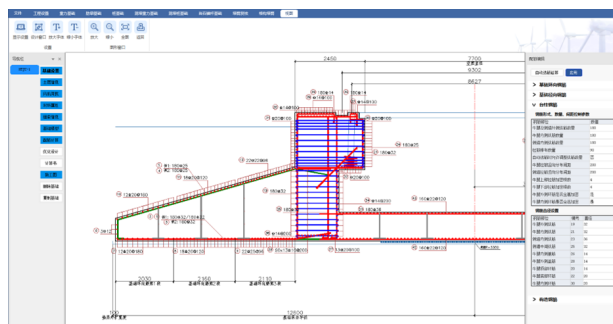
WindPowerV2.2.7 新增及改进功能

- 《烟囱设计规范》更新为《烟囱工程技术标准》
- 优化参数输入，调整参数限值
- 更新 Excel 文件读取功能，增加非法字符的判断
- 更新桩基础施工图显示
- 修改混塔基础地下水浮力的计算
- 修改承台桩基础地震工况下的液化土计算、荷载工况
- 修改桩的抗拔承载力计算在考虑负摩阻力时，桩的长度取值
- 修改倾斜计算经验系数取值
- 修改肋梁基础箍筋计算保护层厚度取值
- 修改肋梁基础施工图中肋梁剖面施工图部分
- 修改内力图中的内力单位、肋梁基础的剪力显示
- 混塔基础施工图中牛腿顶部和底部的环筋不再进入环壁侧墙
- 混塔基础空腔底板锚入环壁的长度增加最小长度 1000mm 的限定



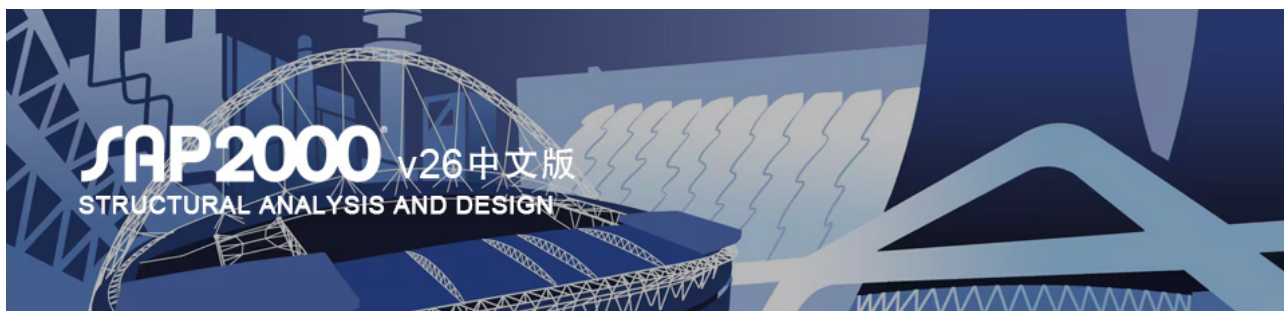
WindPowerV2.2.6 新增及改进功能

- 增加预应力锚栓锚局压计算结果表格的数据输出；
- 增加桩基础承载力验算结果表格的数据输出；
- 优化混塔基础牛腿钢筋选筋计算；
- 修复软弱下卧层 F_{ak} 取值问题；
- 修复桩基础水平承载力地震工况下的取值问题；
- 修复图形显示 bug；
- 修复了基础底板径向钢筋面积计算及显示 bug；



[点击了解更多功能特性](#)

返回目录页



筑信达 SAP2000 实操培训班——济南站

当前建筑设计市场呈现“政策监管趋严与技术创新迭代交织、传统市场萎缩与新兴赛道爆发共振”的复杂格局。为助力行业客户提升专业能力，在当前市场变革格局下实现转型突破与新赛道开拓，筑信达于 2025 年 4 月 25 日在济南举办“SAP2000+IDEA 实操技术培训班”。活动凭借扎实的技术实操教学获得行业同仁广泛响应，最终以高参与度与高完成度圆满收官。

本次培训采用上机实操模式：上午聚焦钢结构厂房建模与荷载施加全流程实操，工程师可亲身体验 SAP2000 软件从模型搭建到荷载布置的完整操作流程；下午侧重模型结果查看与解读，以计算书整理讲解为辅助，同时演示了钢结构节点细部分析的技术解决方案。

本次培训吸引来自 20 家单位的 40 余位工程师现场参训。课程内容兼具技术深度与项目价值，培训期间参训学员踊跃提问，就建模难点、规范设置等专业问题展开讨论。课后反馈显示，学员将借助培训授权及课程资料，持续开展实操强化学习，形成“课堂实训 - 课后复练”的长效学习机制。

客户反馈

感谢工作人员及讲师，有收获，软件比较细。SAP2000 功能比较多，学习下挺好的，还想参加变电构架，光伏支架，脱硫塔计算等的学习。

——山东鲁中电力 朱工

现在接触钢结构项目居多，设计和施工中都会碰到有关节点的应用和验算，经过了解，IDEA 不仅能对节点进行计算，还能出详细的节点计算书和节点图，在学习完 SAP2000 软件之后，会进行 IDEA 的试用学习。

——山东建筑设计集团 李工

带着外标光伏的项目需求来参与的这场培训，会场基本跟上了讲师的操作全部流程，仅有些快捷操作命令没掌握；SAP2000 能够解决关心的问题，如何整理计算书是下一步关心的问题。

——厦门元聚荣 严工

整体培训让我对 SAP2000 有了初步的了解体验，还有很多细节需要再去了解，有一些应用和软件很可能对我们单位业务很有帮助，尤其是风基基础和变电站构架。

——山东海诺德电力 武工

此次培训实操对软件实际运用及加深理解有很大帮助。

——山东电建 王工



供稿：杨顺召

返回
目录页



欧标结构设计培训班（成都站）圆满落幕

2025年5月9日至10日，由北京筑信达工程咨询有限公司与金橡果科技成都有限公司联合主办的“欧标结构设计线下培训班（成都站）”在四川大学望江校区圆满落幕。本次活动以欧洲规范为核心，聚焦结构设计理论与工程实践，吸引了来自全国15家单位的31名行业精英参与，覆盖民用建筑、水利电力、交通、石油石化、冶金、设备制造、新能源与建材等多元领域。

专家领航：理论与实践深度融合

本次培训由北京筑信达技术团队的郑翔、刘慧璇担任主讲。两位讲师凭借丰富的国际工程经验与扎实的学术功底，围绕欧洲规范体系下的混凝土框架设计、钢框架设计、钢框架节点分析及基础设计四大模块展开系统讲解。课程采用“规范解读+软件实操”双轨教学模式，通过案例拆解与软件（如SAP2000、ETABS、IDEA等）实时演示，帮助学员深化对欧标设计逻辑的理解，并掌握实际项目中的应用技巧。

跨界交流：多行业碰撞技术火花

参训学员来自设计院、工程公司、科研院所等不同单位，涵盖建筑、能源、交通等广泛行业背景。培训期间，学员们围绕欧标与国标的差异、复杂节点设计优化、海外项目合规性等议题展开热烈讨论。

赋能未来：助力中国企业接轨国际

随着“一带一路”倡议的深入推进，掌握国际标准已成为中国工程企业开拓海外市场的核心竞争力。本次培训通过系统化的欧标知识输出与实战演练，切实提升了学员的国际化设计能力。结业仪式上，多位学员表示，课程内容兼具前瞻性与实用性，为参与国际竞标、规避技术风险提供了重要支持。

作为国内结构设计培训领域的重要活动，“筑信达外标结构设计培训班”已连续多年为行业培养国际化技术人才。筑信达未来将持续优化课程体系，扩大区域覆盖，助力中国工程力量在全球舞台上实现更高水平的“标准对接”与“技术输出”。

学员反馈

- 老师讲解细致，疑难问题结合规范剖析清晰！
——中机中联工程有限公司 - 刘工
- 老师很专业，讲的很细心透侧，组织人员也很用心，下次还有培训也来参加！
——四川卡森科技有限公司 - 李工
- 内容充实，讲解很好，期待下次培训！
——中国电建集团昆明勘测设计研究院有限公司 - 田工
- 内容丰富，下次可以进一步开展国标和欧标不同之处的详细对比。
——中铁科学研究院集团有限公司 - 万工
- 培训效果比较好，能学到很多知识！
——重庆三峰卡万塔环境产业有限公司 - 成工





筑信达新能源技术交流会圆满举行

6月17日，筑信达特邀行业权威专家，成功举办新能源技术交流会。Bentley 技术工程师李纪伟、阳光新能源开发股份有限公司技术产品专家韦安博士、中国电建集团北京勘测设计院新能源工程师张嘉琦，与筑信达技术团队孙雪艳、张志国、郭晓通等资深工程师，围绕海上风电、陆上风电、光伏电站、变电站构架设计及钢结构节点设计等关键技术领域展开深入的交流。

【技术专题】Bentley 海工结构方案介绍

技术专家李纪伟重点解析了 SACS/MOSES 在海上风电领整体解决方案。实现固定式与漂浮式海上风机从建造施工、安装定位、在位分析到退役回收的全阶段分析。

值得关注的是，SACS 也可以应用于固定式海上光伏项目中，具备结构模拟 - 荷载模拟 - 桩土模拟、静力分析、桩强度校核、模态分析、吊装分析、疲劳分析、极端风工况校核。该技术方案现已在河北院、山东院等头部设计院完成多个海上光伏项目的设计。

【技术专题】Plaxis 在海风基础设计中的应用及筑信达 offshore toolbox 软件介绍

由筑信达岩土工程师郭晓通深度解析 PLAXIS 在海上风电领域的应用。作为国际公认的岩土工程通用有限元分析软件，已在桥梁、轨道交通、矿山及基坑工程等领域形成成熟应用体系。针对海上风电特殊需求，该软件解决了吸力筒基础、大直径单桩基础 PY 曲线精准提取等关键技术难题。

其基于 PISA 算法研发的 Monopile Designer，实现了大直径单桩基础的快速分析，PLAXIS 计算出来的 PY 曲线可直接导入到 SACS 软件中实现了整体结构的协同分析，可有效节省建造成本。

国内海上风电项目面临复杂地层条件与变直径桩基础设计难题，筑信达基于 PLAXIS 3D 平台深度定制开发的 Offshore Toolbox 软件系统，实现了吸力锚、大直径单桩通过有限元方法直接分析计算提取 PY 曲线，一举解决了复杂地层模拟、变直径单桩模拟的工程问题。

【技术专题】Windpower 陆上风电基础设计软件及筑信达 GTCAD 变电站构架设计软件介绍

筑信达开发工程师孙雪艳介绍 windpower 智慧风基基础设计软件。

该平台由阳光新能源与筑信达联合研发，专为陆上钢塔及混塔基础设计打造，集成快速建模、设计验算、方案优化，生成计算书、施工图，创新搭载“一键式”有限元分析系统。

针对变电站构架设计痛点，孙雪艳重点展示 GTCAD 变电站构架设计软件在项目中的应用。该软件由山东电力工程咨询院与筑信达联合开发，依托于 SAP2000 强大的分析能力，实现了建模（构件类型定义、构件拼接、荷载指定等）、分析设计、施工图绘制、生成三维数字模型，并与主流三维数字软件接口。且支持国标、欧美标等多标准体系。

【技术专题】中国电建集团北京勘测设计院施工图出图工具 QuickWTF 介绍

中国电建集团北京勘测设计院作为行业内龙头企业，他们有一套完整的陆上风电基础施工图出图工具 QuickWTF。张嘉琦博士整体做了演示，QuickWTF 可以导入 windpower 计算结果自动生成混塔基础的施工图。

【技术专题】阳光 Isolar 地面和工商业光伏电站数智化设计方案介绍

阳光新能源开发股份有限公司技术产品专家韦安博士针对集中式、分布式光伏电站精准评估难、方案比选慢、设计效率低的问题，重点介绍 Isolar 光伏电站智能设计软件。阳光新能源针对光伏电站在评估，初步设计，详细设计阶段存在的业务和技术痛点，通过数智化技术创新，构建了数字化模型，攻克了优化算法，开发了大型光伏智能评估设计软件 iSolarTool 和工商业分布式智能设计软件 iSolarBP。软件覆盖主流光伏场景，达到详细设计的深度和相应功能。同时，软件基于阳光新能源 54GW 电站建设经验和大量应用案例，输出的结果和其它软件比，更具施工可落地性，是真正意义上的设计即施工的光伏智能。

【技术专题】IDEA Steel 钢结构节点分析设计软件介绍

在新能源项目中，钢结构节点设计普遍存在于海上升压站、格构式塔架、变电站构架设计项目中。筑信达技术部主任工程师针对钢结构节点分析，重点介绍了 IDEA steel 软件。该软件可以模拟复杂空间节点、钢管节点、柱脚节点，支持高效快捷的几何建模，采用基于组件的有限元模型 CBFEM，实现了强度校核、局部稳定性、构件连接刚度、强节点弱构件、安全储备等分析。支持欧美标等多国规范，支持丰富多样的 BIM 接口。

此次交流会，为大家解决了站场布置、基础设计、方案优化、数值模拟、施工图出图等多个技术难点。受到了多家业主、设计院、风电整机服务商、高校的广泛关注。筑信达作为新能源行业解决方案服务商的品牌形象更加深入人心。

筑信达将一如既往为新能源行业提供技术支撑，为工程设计节能增效保驾护航。

另筑信达计划今年 8 月下旬在浙江嘉兴举办用户大会，开设新能源电力行业主题专场。我们将邀请众多能源电力行业内的资深专家做经验分享，欢迎各界同仁参会。

供稿：肖同良



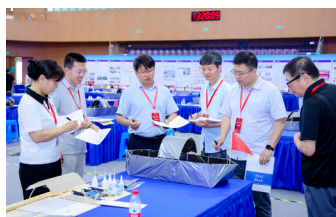
筑信达助力第十四届 北京市大学生建筑结构设计竞赛圆满举办

6月7日至8日，第十四届北京市大学生建筑结构设计竞赛在北京建筑大学大兴校区隆重举行。本届竞赛由北京市教育委员会主办，北京建筑大学承办，北京筑信达工程咨询有限公司作为赞助单位，全程为赛事提供专业技术支持与资源保障，助力赛事取得圆满成功。大赛吸引了来自北京航空航天大学、北京交通大学、河北工业大学、山东建筑大学等18所京内外高校的400余名师生参与，在这场专业赛事中展开了一场精彩纷呈的智慧交锋。参赛选手们将严谨的结构力学与创新的设计理念完美融合，在模型制作与方案设计中充分展现了当代建筑学子的专业素养与创新思维。



本届竞赛以“乌篷船模型结构设计与制作”为题，要求参赛者围绕乌篷船的船体结构设计、防水抗撞优化及载重航行测试等展开设计。筑信达高校负责人王晋京全程参与赛事，与指导老师们深入沟通，并为参赛师生提供支持服务。

竞赛现场，一件件精心设计的建筑结构作品不仅体现了扎实的专业功底，更彰显了年轻一代对建筑美学的独特理解。评委们对参赛作品所展现出的创新性和实用性给予了高度评价，认为这些作品充分体现了“科技赋能建筑，创新引领未来”的竞赛理念。



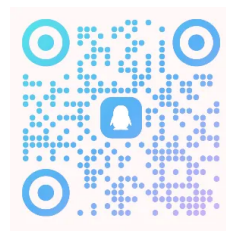
本次竞赛的成功举办，不仅为建筑类专业学生提供了展示才华的舞台，更促进了高校间的学术交流与合作，为推动建筑行业创新发展注入了新的活力。在未来的日子里，筑信达将继续支持全国大学生结构设计竞赛，共同推动我国土木工程学科的发展，为培养更多优秀的结构设计人才贡献我们的力量！

在竞赛期间，我们为各参赛队伍提供免费的软件许可，如需申请可扫描右侧二维码。

筑信达为全国大学生结构设计竞赛设立了QQ交流群（1007213405），方便各参赛队伍进行交流学习，同时我们将全程提供软件的使用、操作、技术解答等支持服务工作，可扫描右侧二维码申请入群。



扫码申请试用



扫码加入结构竞赛QQ群

供稿：王晋京

返回
目录页



2025 年筑信达用户大会邀请函

江南水乡逢盛夏，嘉兴烟雨迎知音。北京筑信达工程咨询有限公司诚挚相邀所有大中华区的尊贵客户共赴 2025 筑信达用户大会——在嘉兴的诗意时光里，共话行业未来。

此次用户大会，秉承“分享·交流·实践”核心理念，汇聚工业与民用各个行业的标杆案例，呈现多行业、多维度的工程建设前沿实践；提供开放的交流平台，鼓励观点碰撞，促进经验融合。筑信达用户大会不仅是一场知识盛宴，更是属于全体用户的荣耀相聚——感恩每一份信任，8 月的嘉兴，筑信达已备下清茶美酒，期待与新老朋友们共襄盛举。

为了感谢您对我们工作的支持，我们诚挚地邀请您参会！以下是会议信息：

时间：2025 年 8 月 21~22 日

会议地点：浙江嘉兴月河客栈

大会议程：

Day1：三大平行会场——精准聚焦行业前沿，复杂场景中的深度应用与实践：

► **工业与交通会场**

石化、建材、冶金、轻工、交通等行业工程技术创新

► **电力与新能源会场**

电厂工程技术与光伏、风电等绿色能源工程实践

► **民用建筑会场**

高层与大跨空间结构工程的设计理念与创新突破

返回
目录页



Day2: 战略级沙龙与专场技术交流

►【出海•破局之道】沙龙

特邀多位资深的国际项目管理者与设计师齐聚一堂，聚焦中国工程设计企业“出海”所面临的机遇与挑战，深入互动交流，共商应对之策，助力企业稳健拓展国际市场。

► IDEA 工程协同应用交流专场

钢结构节点精细化设计与钢结构全流程设计协同技术交流

► 工程软件智能化应用交流专场

数据协同与定制化开发技术交流

攻城狮之夜：8月21日晚我们热忱地邀请您出席本次用户大会的特别晚宴——“攻城狮之夜（Engineer's Night）”！我们将进行系列活动，敬请期待！

筑信达期待与您携手：

以技术为翼，以实践为基，共筑中国工程技术的创新未来！



扫码报名会议



扫码了解会议详细内容

北京筑信达工程咨询有限公司

2025年7月2日



返回
目录页

筑信达

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

 **SPIDER**
Detailer of Structures

IDEA

 **WindPower**
智慧风基



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