



Powered by

SAPFIRE®

SAP2000® v24

STRUCTURAL ANALYSIS AND DESIGN

- 光伏支架结构设计软件 PV_SAP
- ETABS 欧标混凝土框架设计要点详解(一)——框架梁、节点设计
- 楼盖设计的几个重要问题探讨及 SAFE 解决方案(转载)
- 基于 CiSDesigner 快速计算任意混凝土构件的正截面承载力(转载)
- 筑信达 DC 隔震设计软件的隔震解决方案(转载)



主 办：北京筑信达工程咨询有限公司

主 编：李 立

责任编辑：王 希

美 编：张翠莲、王 蓉

北京筑信达工程咨询有限公司

地址：北京市石景山区古盛路 36 号泰然大厦 4 层 408 室
 电话：010-68924600 技术热线：010-68924600-200 传真：
 010-68924600-8

网址：www.cisec.cn 在线支持：support.cisec.cn

邮箱：support@cisec.cn (技术支持)

sales@cisec.cn (产品销售)

筑信达武汉技术中心

地址：武汉市洪山区武珞路 717 号兆富国际 1308 室

技术热线：027-8788 6890 / 8788 6891

区域代理

华东区

上海江图信息科技有限公司

联系人：薛平

手 机：137 0172 6345

华南区

广州倍益软件技术有限公司

联系人：田茂金

手 机：137 6071 9009

华中区

武汉百思通科技有限公司

联系人：叶亮

手 机：139 9561 6575

西南区

金橡果科技成都有限公司

联系人：刘宇

手 机：185 1282 0985

目 录

Content

— 专题文章 —

筑信达	光伏支架结构设计软件 PV_SAP	1
CSI	ETABS 欧标混凝土框架设计要点详解 (一) —— 框架梁、节点设计	8
	楼盖设计的几个重要问题探讨及 SAFE 解决方案 (转载)	15
	基于 CiSDesigner 快速计算任意混凝土构件的正 截面承载力 (转载)	23
	筑信达 DC 隔震设计软件的隔震解决方案 (转载)	30

— 工程应用常见问题案例解析 —

	相邻构件初始缺陷的差异	38
	SD 截面设计器 PMM 曲面球的理解	41
	关于分层壳模拟楼板的疑问	43
	非线性分析对地下结构抗浮计算的影响	45
	如何评估减震效果	47
	CSiBridge 车辆荷载计算结果异常	49
	支座设置问题导致盖梁计算结果不一致	51
	罐体 - 群桩模型沉降分析中出现的收敛错误	54
	围堰支护分析中的结构内力结果不合理问题	56
	真空预压联合堆载预压法软基处理分析中的问题	58
	地铁车站基坑开挖分析中的荷载进程失败问题	60
	新版发布	62
	活动报道	66





光伏支架结构设计软件 PV_SAP

筑信达 孙雪艳 郑翔

光伏支架结构设计软件 PV_SAP 是由北京筑信达工程咨询有限公司研发的专门用于光伏支架设计的软件。PV_SAP 基于 SAP2000 有限元分析平台定制化开发,适用于光伏支架结构的建模、分析、设计、优化和计算书输出。建模部分通过软件内置的参数模板,实现支架形式定义、截面定义、荷载自动施加、自动生成 SAP2000 有限元分析模型。分析设计使用 SAP2000 软件的分析与设计模块,保证计算分析的准确性。PV_SAP 支持钢构件设计和冷弯薄壁杆件设计。本文介绍光伏支架设计软件的各个功能。

1 软件简介

光伏支架结构设计软件(以下简称 PV_SAP)可以实现单支柱、双支柱双斜撑、双支柱单斜撑、跟踪支架 1P、跟踪支架 2P 五种类型支架的建模与设计。光伏支架结构设计软件 PV_SAP 的操作界面如图 1 所示。软件界面包括菜单区、导航栏、视图区、状态栏。

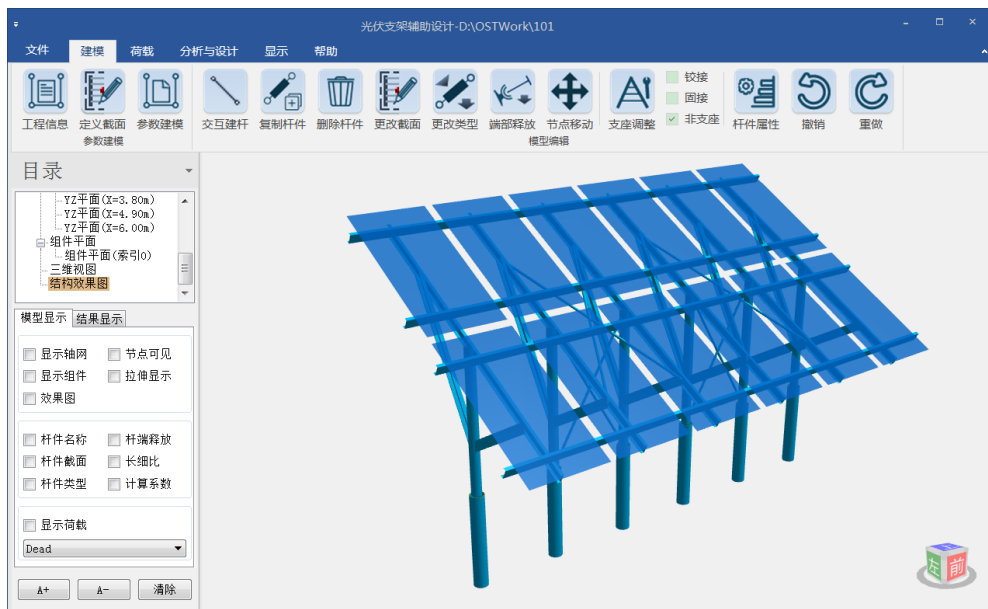


图 1 光伏支架设计软件界面

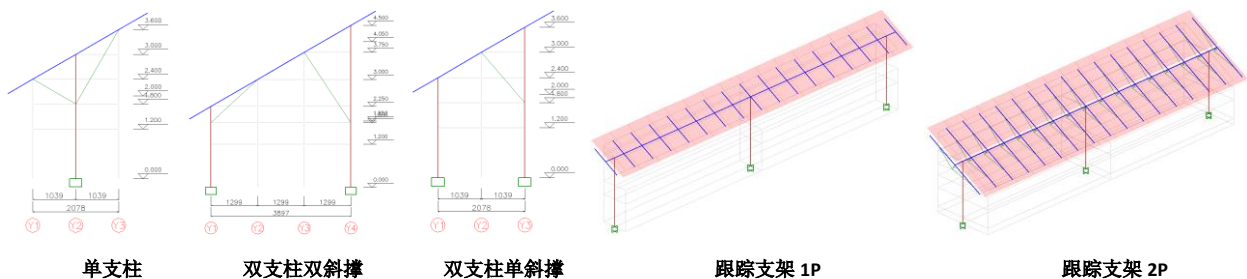


图 2 光伏支架类型

PV_SAP 软件菜单按照流程进行设置,根据设计过程进行操作,软件的操作流程如图 3 所示。

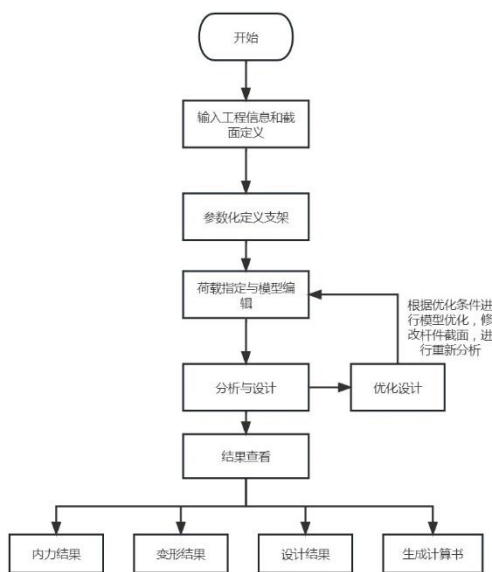


图 3 软件操作流程

2 建模

光伏支架有固定式光伏、跟踪式光伏、柔性光伏支架等多种形式，其中固定式光伏支架和跟踪式光伏支架形式固定，可以通过参数化方式建模。光伏支架结构中的构件有钢构件和冷弯薄壁构件两种类型，在 PV_SAP 中支持多种类型截面的定义。整个建模过程中也做了一些自动化处理，提升建模效率。

2.1 参数化建模

参数化建模根据支架形式输入组件、支架、支点等信息，生成支架模型。生成的模型可以进行整体的编辑和调整。构件的截面设置、支撑设置等通过参数化窗口进行管理，在编辑支架时更加的方便。建模窗口中提供多种视图显示支架结构，分别为平面图、立面图和三维视图。平面图显示是组件平面图，可以查看组件的布置。

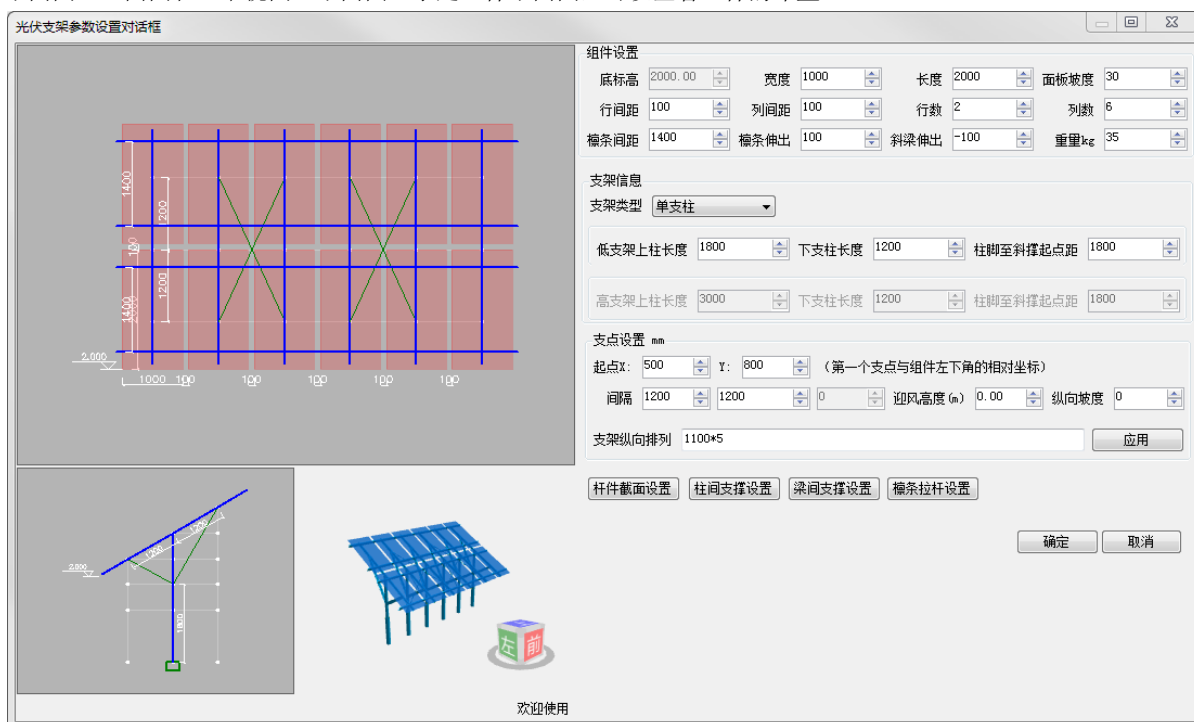


图 4 参数化建模窗口





2.2 截面定义

截面形式有型钢截面和冷弯薄壁杆件。在 PV_SAP 中可以定义标准的型钢截面，冷弯薄壁杆件变化比较多，在 PV_SAP 中支持多种类型截面的定义。截面可以自定义，也内置了型钢截面库，钢构件支持多国规范的型钢库，冷弯截面支持国标截面。

软件可以定义的冷弯截面形式如图 6 所示，其中方钢管、等边角钢、槽钢、卷边槽钢、卷边 Z 形钢内置了《冷弯薄壁型钢结构技术规程》附录中的截面，可以按照截面名称进行导入。

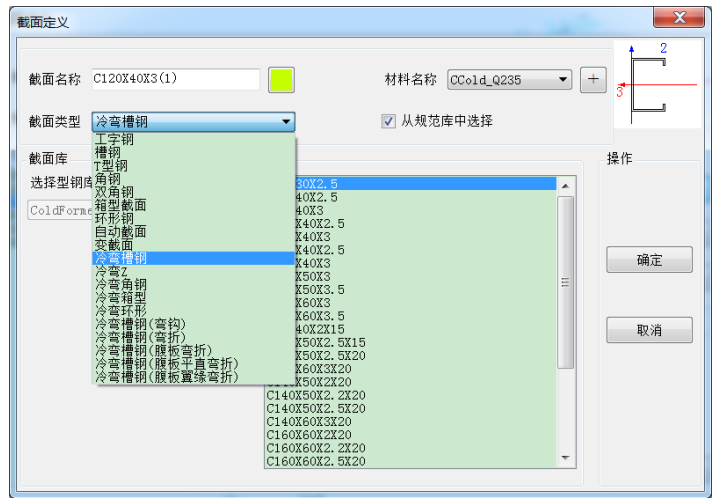


图 5 截面定义

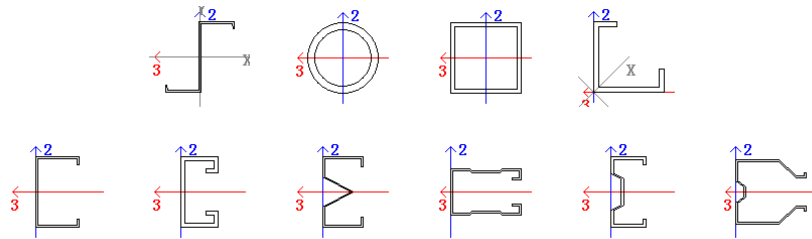


图 6 冷弯薄壁杆件截面形式

2.3 模型编辑

软件同时提供模型编辑功能，可以进行交互建杆、更改截面、端部释放、节点移动、支座调整、复制等操作，对现有模型进行编辑和调整，以建立各种类型的支架。

2.4 荷载定义与指定

光伏支架结构中的主要荷载是组件荷载、风和雪荷载，组件荷载在参数化建模中进行指定，风和雪的参数在工程信息中进行输入，荷载的具体计算是根据《光伏支架结构设计规程》中的相关条文进行计算，并将荷载施加到檩条上，荷载的具体计算过程可以在计算书中查看，荷载值可以直接在软件中查看。

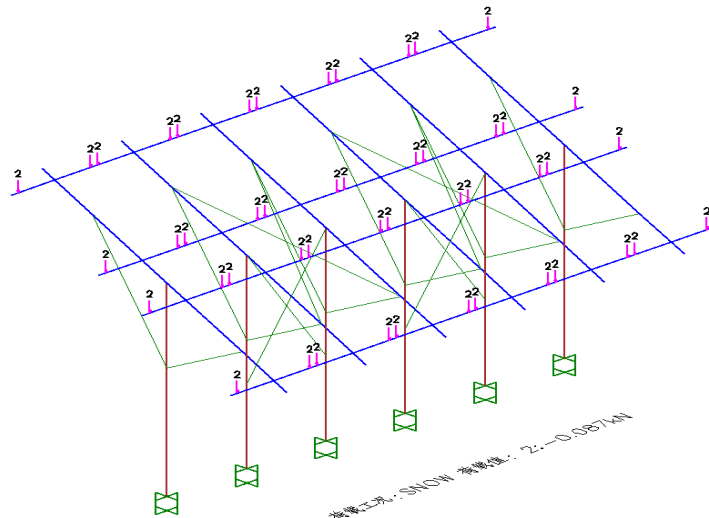


图 7 荷载查看





2.5 自动化处理

在建模过程中做了自动化处理，如杆件端部约束关系的指定、荷载组合自动生成、荷载自动计算等，同时也提供编辑窗口可以对其进行编辑。如图 8 所示，荷载组合根据规范自动生成，集成了新旧版本的规范。荷载组合支持编辑，可以在软件中直接编辑，也可以导出为 Excel 文件进行编辑。

3 分析及结果查看

建模完成后，调用 SAP2000 软件生成模型，并进行分析与设计，生成的 SAP2000 模型是一个单独的文件，分析完成后，可以在 SAP2000 中查看分析结果（图 9），也可以直接光伏支架软件中查看分析结果，包括分析内力、变形、挠度等结果。



图 8 荷载组合

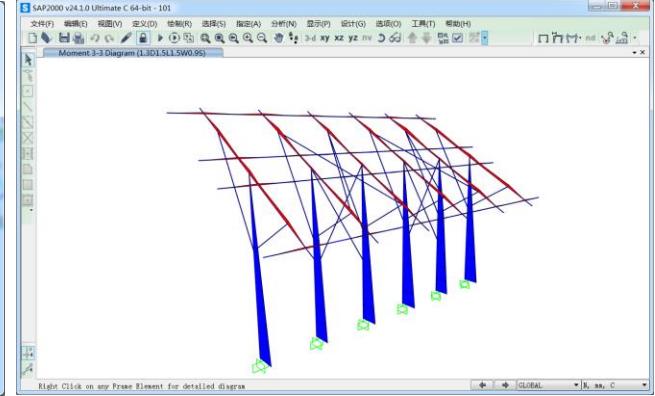
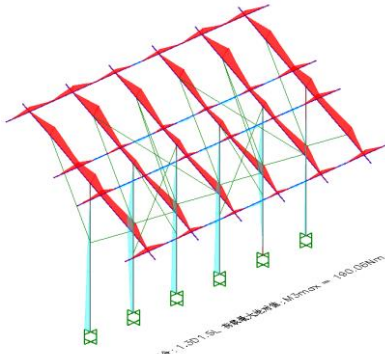
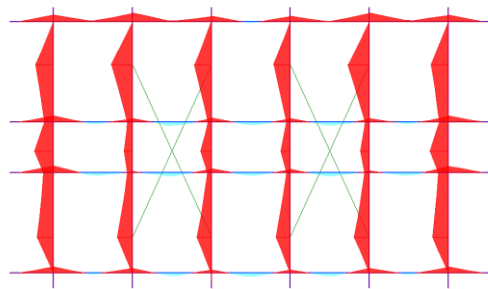


图 9 SAP2000 模型内力显示

光伏支架结构分析内力，可以选择内力包络图或者某个荷载组合显示杆件的轴力、剪力、扭矩、弯矩值。



a) 光伏支架弯矩图



荷载组合: 1.3D1.5L 荷载最大绝对值: M3max = 190.06Nm

b) 光伏支架组件平面弯矩图

图 10 PV_SAP 分析结果显示

变形结果显示光伏支架结构变形图，选择某个荷载组合，显示光伏支架的整体变形。

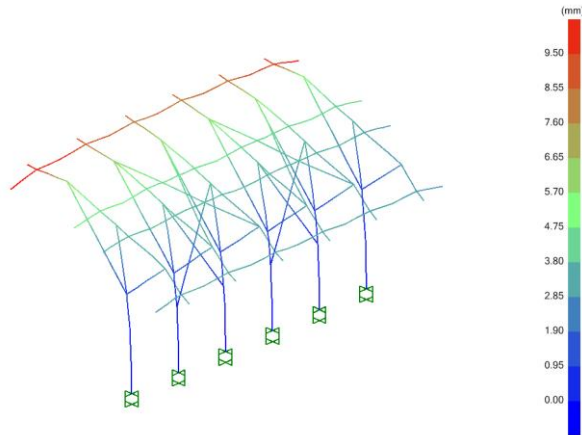


图 11 PV_SAP 变形结果



4 杆件设计

PV_SAP 软件可以进行钢构件设计和冷弯薄壁杆件设计，并支持构件的优化设计。钢构件设计使用 SAP2000 的设计结果，冷弯构件设计是根据 SAP2000 软件分析的内力结果，在 PV_SAP 中依据规范进行构件的设计。设计完成后，可以查看各构件的应力比结果。如图 12 所示。

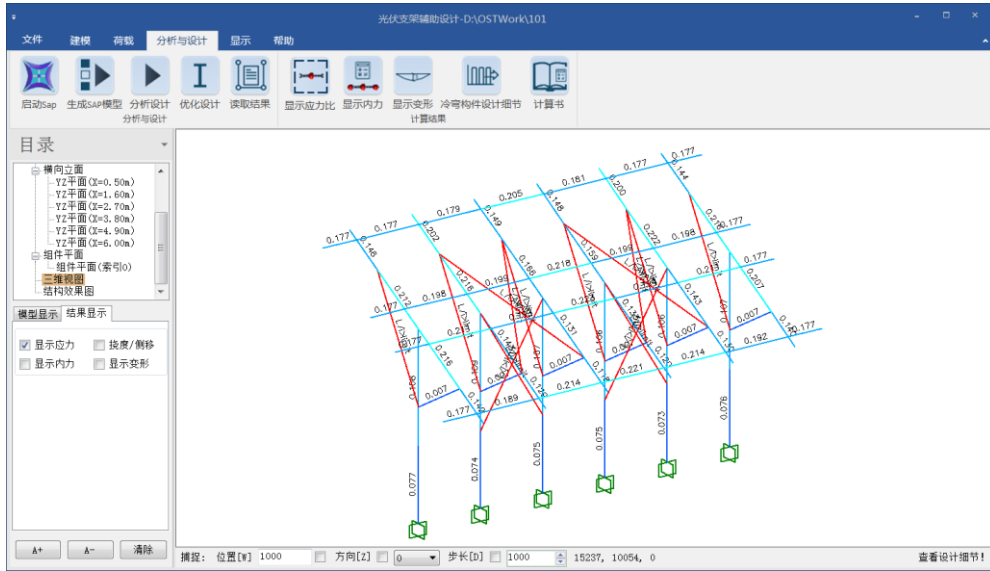


图 12 应力比

冷弯构件的设计在 PV_SAP 中完成，显示结果可以显示应力比，也可以显示冷弯构件的设计过程。使用冷弯设计细节功能，可以查看单构件在所有荷载情况下的强度设计结果和稳定设计结果（图 13）。单击设计过程，可以查看设计过程中使用的各项参数（图 14）。

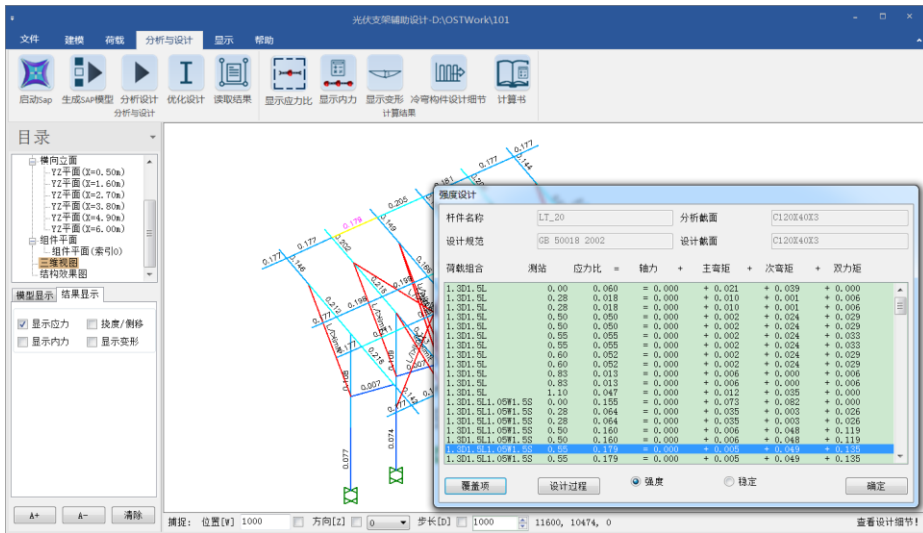


图 13 冷弯构件设计细节对话框

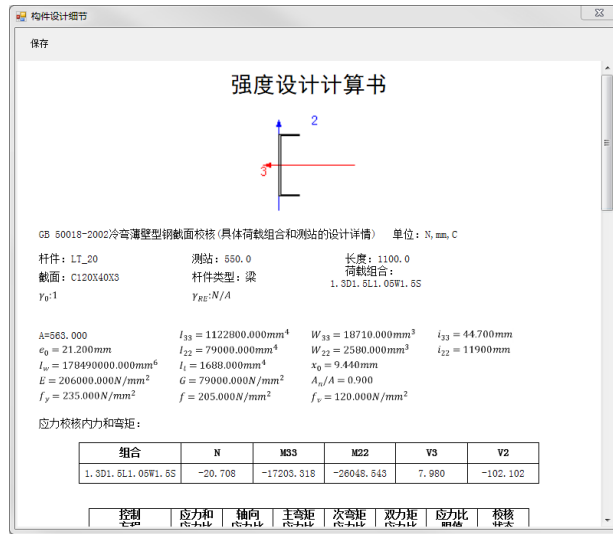


图 14 冷弯构件设计过程

设计完成后，使用优化设计功能对光伏支架进行杆件优化设计，根据设置的限定条件，选择最优的杆件截面（最优截面是指满足受力条件及应力比范围的截面面积最小的杆件截面）。一根杆件的可选截面是指与该杆件指定的截面相同类型的所有截面的集合。例如，用户指定了某支柱的截面为型钢库中的环形钢管 GB-SP180X8，则型钢库中的所有环形钢管截面都是该支柱的可选截面；如果某个杆件的截面为自定义的箱型截面，则该杆件的可选截面为用户自定义的所有箱型截面。

以某单支柱光伏支架为例，初选截面和优化后的截面及相应应力比如下表。从表中可知：当初选截面偏大时，优化后的截面会减小；反之则会增大；程序最终选到满足要求的最小截面为止。下表中的斜梁和檩条，初选截面偏大，经过优化后，得到应力比为 0.8 的优化截面。对于下表中的柱斜撑，初选截面为 C12，长细比不满足限值要求，优化后程序按照最小长细比限值要求(1/120)确定合理截面 C14a。对于下表中的支柱，初选截面为 P127x7，计算后发现其受力较小，为长细比控制；程序最终优化的截面也是满足长细比要求限值(1/150)的截面 P121x4。

表 1 优化设计结果

杆件类型	初选截面	应力比 (初选截面)	优化截面	应力比 (优化截面)
支柱	P127x7	0.18	P121x4	0.4
斜梁	C120 x 40 x 3	0.42	C80 x 40 x 2x15	0.8
檩条	C120 x 40 x 3	0.5	C100 x 50 x 2.5x15	0.82
柱斜撑	C12	长细比超限	C14a	0.2

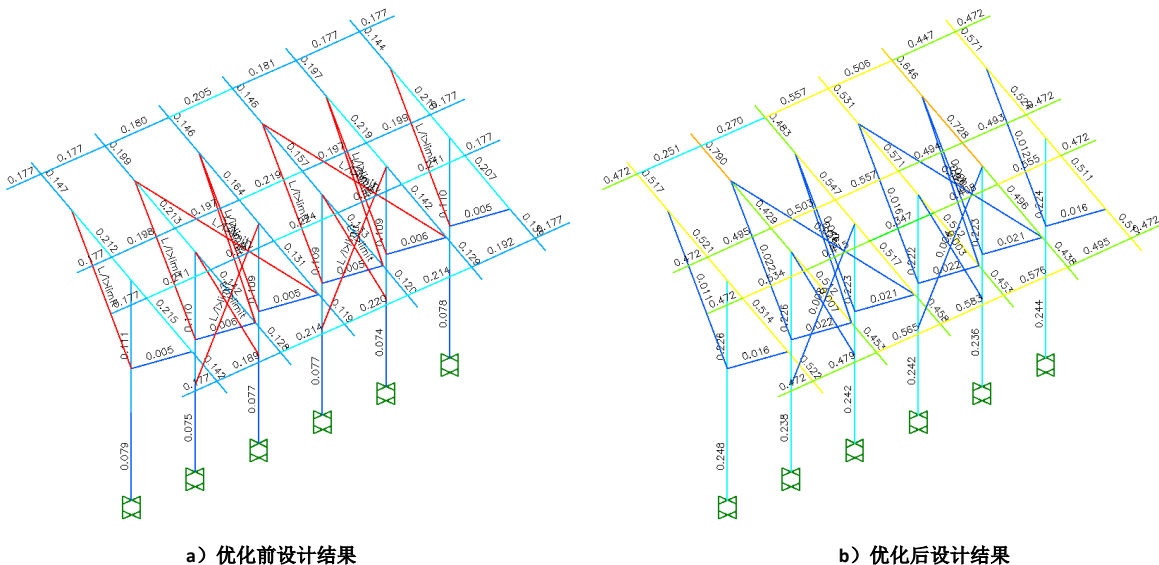


图 15 杆件优化



5 计算书

计算书部分可以设置输出的计算内容，在输出冷弯构件的设计结果时，可以按照表格方式输出，也支持设计过程输出。如图 16 所示。在计算书中，也输出了荷载简图和内力简图。

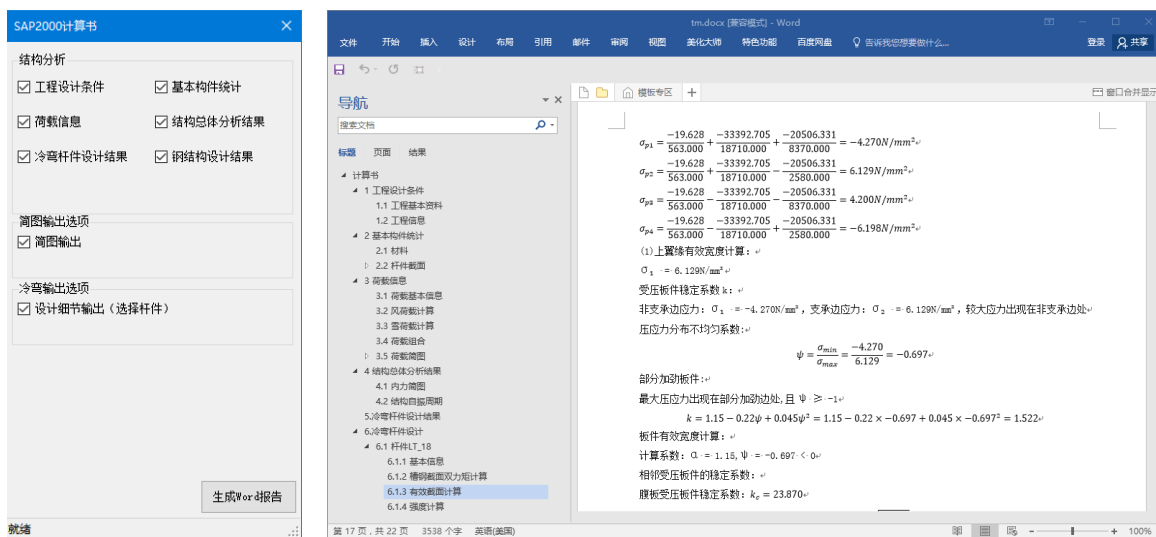


图 16 计算书设置选项

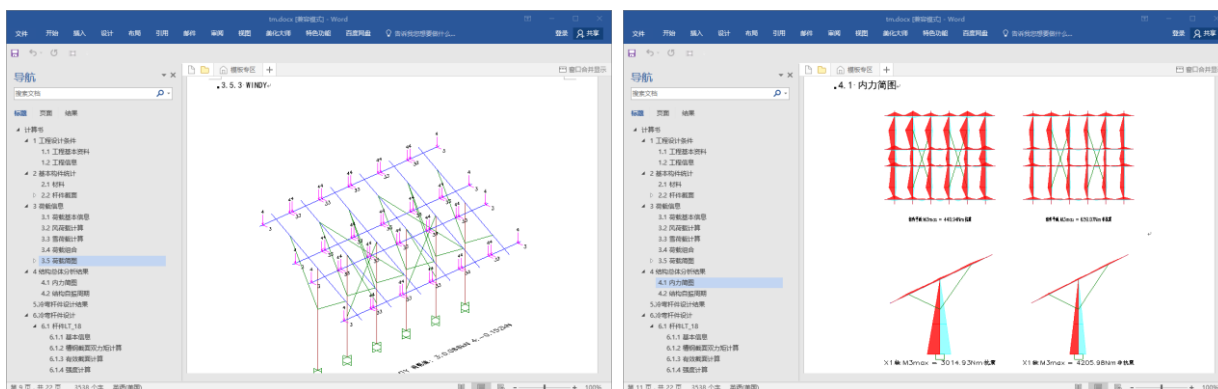


图 17 荷载简图和内力简图输出

6 结束语

已经有很多工程师使用 SAP2000 软件进行光伏支架结构设计。相比 SAP2000，PV_SAP 通过参数化建模方式，并自动指定荷载、端部约束、构件计算长度系数等，大大提高了建模效率，降低使用难度。此外，PV_SAP 在设计阶段补充了冷弯构件的设计，并自动输出图文并茂的计算书。PV_SAP 是高效完成光伏支架设计的有力工具。

ETABS 欧标混凝土框架设计要点详解（一）——框架梁、节点设计

筑信达 郑翔

本文将基于 EN 1992-1-1 规范（以下简称 EC2）和 EN 1998-1（以下简称 EC8）讨论钢筋混凝土梁、节点设计在 ETABS 中的实现细节。本文重点介绍程序如何实现规范的相关要求，解释设计细节中表格数据的含义。由于欧标涉及的公式参数非常繁杂、因此本文对公式参数不一一解释，各参数的取值和含义请参考具体规范条文。另外，本文不涉及软件操作说明。相关的操作请查看联机帮助或程序自带的例题。

1. 梁正截面设计

1.1 计算抗弯纵筋

在抗弯钢筋设计过程中，程序同时计算抗拉和抗压钢筋。当梁的设计弯矩大于单筋梁截面最大承受弯矩时考虑受压钢筋，工程师可通过增加梁的有效高度、宽度、混凝土等级等办法来避免使用受压钢筋。

设计过程基于简化的矩形应力块，如图 1（EC2 3.1.7（3））所示。当施加的弯矩超过了抗弯承载力时，根据附加的弯矩由受压钢筋和附加受拉钢筋承担的原则进行受压钢筋计算。

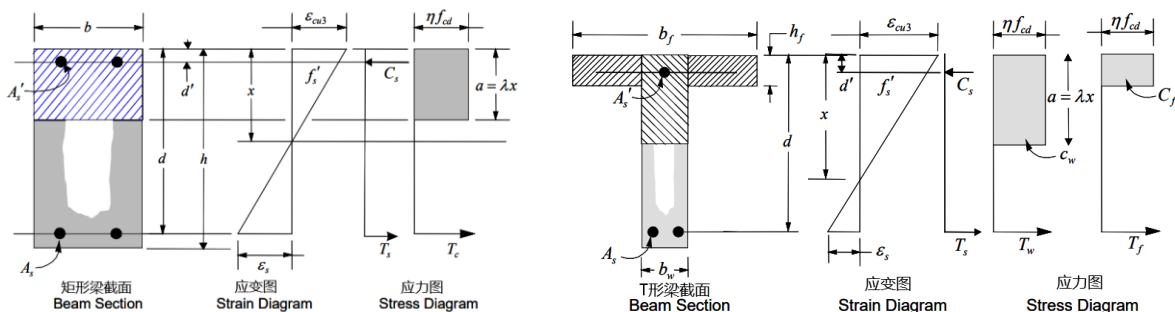


图 1 矩形梁、T 形梁正截面设计示意图

依据 EC2 规定，程序自动判断设计结果是否满足最小、最大配筋要求，判断标准见表 1、表 2。表 1 适用于所有框架梁，表 2 是针对抗震框架梁的配筋要求。

表 1 框架梁的配筋限值

最小配筋	最大配筋
受拉钢筋最小值 $A_{s,min}$ 取以下两值的较大值： $A_{s,min} = 0.26(f_{cm} / f_{yk}) b_t d \quad (\text{EC2 Eq. 9.1N})$ $A_{s,min} = 0.0013 b_t d$ 其中： b_t —受拉区的宽度，取 T 型梁的腹板宽度 f_{ctm} —混凝土轴拉强度，	受拉钢筋最大值 $A_{s,max}$ 取： $A_{s,max} = 0.04 A_c \quad (\text{EC2 9.2.1.1 (3)})$ 其中： A_c —总截面面积

表 2 抗震框架梁的配筋限值

中延性抗弯框架梁/高延性抗弯框架梁
(1) 抗弯受拉钢筋的最小配筋率 $A_{s,min}$ 取： $\rho_{min} = 0.5(f_{cm} / f_{yk}) \quad (\text{EC8 5.5.3.1.3(5), 5.4.3.1.2(5)})$
(2) 具有塑性铰的梁截面抗弯受拉钢筋的最大配筋率按如下公式计算： $\rho_{max} = \rho' + \frac{0.0018 f_{cd}}{\mu_{\phi} \epsilon_{sy,d} f_{yd}} \quad (\text{EC8 5.5.3.1.3(3), 5.4.3.1.2(4)})$





当 $T_1 \geq T_c$ 时, $\mu_\phi = 2q_0 - 1$ (EC8 5.2.3.4(3));

当 $T_1 < T_c$ 时, $\mu_\phi = 1 + (2q_0 - 1)T_c / T_1$ (EC8 5.2.3.4(3));

程序未对此限值进行检查, 工程师需要自行在可能出较的部位进行检查。

1.2 设计结果输出

完成设计后, 程序会自动显示梁的两端及跨中的配筋结果。如果关心细节数据, 可在设计细节中查看每个设计组合下, 各个测站的设计弯矩及配筋结果。以下表格, 是某高延性抗弯框架中的一根梁的端部在某地震荷载组合下抗弯细节信息。

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{Ed3}

	Design Moment kN-m	Design N_{Ed} kN	-Moment Rebar mm ²	+Moment Rebar mm ²	Minimum Rebar mm ²	Required Rebar mm ²
Top (+2 Axis)	-397.8136	0	981.218	0	943.729	981.218
Bottom (-2 Axis)	198.9068	0	0	492.756	943.729	943.729

上表中, Design Moment 是该组合的设计弯矩值, Design N_{Ed} 是该组合的设计轴力值, Moment Rebar 是计算所需配筋, Minimum Rebar 是构造要求, Required Rebar 是前两者的大值。

当梁存在轴力时, 程序按照拉弯/压弯构件进行配筋设计。

2. 梁斜截面设计

2.1 抗剪箍筋计算假定

梁抗剪箍筋的计算包含以下假定:

1. 抗剪承载力计算是基于测站处的梁宽来进行计算的;
2. 假定所有的抗剪箍筋与纵向钢筋是垂直的, 未考虑弯起纵筋。

2.1 抗剪箍筋计算步骤

(1) 确定施加的剪力设计值 V_{Ed} :

对低延性抗弯框架而言, 该值来自荷载组合下的计算结果。对于中延性抗弯框架和高延性抗弯框架, 还应满足表 3 的要求。

表 3 抗震框架梁的设计剪力要求

高延性抗弯框架	中延性抗弯框架	低延性抗弯框架
根据框架节点处形成塑性铰时的抗弯能力计算得到的剪力与重力荷载下梁剪力的合力 (EC8 5.5.2.1); 其中: 框架节点处形成塑性铰时的抗弯能力计算得到的剪力需乘以 $\gamma_{Rd} = 1.2$	根据框架节点处形成塑性铰时的抗弯能力计算得到的剪力与重力荷载下梁剪力的合力 (EC8 5.4.2.2); 其中: 框架节点处形成塑性铰时的抗弯能力计算得到的剪力需乘以 $\gamma_{Rd} = 1.0$	荷载组合下的计算结果

注意, 根据框架节点处形成塑性铰时的抗弯能力是通过抗弯实配钢筋结果计算而得, 若用户在定义梁截面时, 指定了延性梁的配筋面积 (图 2), 程序将使用用户指定的配筋面积替换自动抗弯设计得到的配筋, 来计算梁的设计剪力。抗弯能力计算时采用的是混凝土和钢筋的设计值, 即 f_{cd} 和 f_{yd} 。



框架截面的配筋数据
✕

设计类型

柱 (P-M2-M3)

梁 (M3)

钢筋材料

纵筋: R500

箍筋 (绑扎): R500

纵筋中心的保护层厚度

顶部钢筋: 20 mm

底部钢筋: 20 mm

延性梁的钢筋覆盖项

I端顶部钢筋: 2500 mm²

J端顶部钢筋: 2000 mm²

I端底部钢筋: 2500 mm²

J端底部钢筋: 2000 mm²

确定 取消

图 2 延性梁的钢筋覆盖项

(2) 确定混凝土的抗剪承载力 $V_{Rd,c}$:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (\text{EC2 Eq. 6.2a})$$

其最小值为:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (\text{EC2 Eq. 6.2b})$$

其中: ρ_l 为纵向钢筋的配筋率, $\rho_l = A_s / b_w d \leq 0.02$ 。

(3) 确定截面的最大抗剪设计值 $V_{Rd,max}$:

为防止混凝土受压层压溃, 剪力设计值 V_{Ed} 不应大于最大抗剪设计值 $V_{Rd,max}$ 。若剪力设计值超过此限值, 则会设计失败。最大抗剪设计值定义如下:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (\text{EC2 Eq. 6.9})$$

其中: θ 为受压层的角度, $21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$; 当荷载组合不包含地震作用时, 程序默认按照 $\theta = 21.8^\circ$ 计算; 当荷载组合包含地震作用时, 程序按 $\theta = 45^\circ$ 计算。

(4) 确定单位长度所需的抗剪箍筋面积 A_{sw}/s :

当 $V_{Rd,c} < V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ 时, 单位长度所需的抗剪箍筋面积 A_{sw}/s 按下式计算:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot \theta} \quad (\text{EC2 Eq. 6.8})$$

其中: θ 取值同上。

抗剪箍筋的计算配筋率必须大于最小配筋率:

$$\rho_{w,\min} = (0.08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} \quad (\text{EC2 Eq. 9.5N})$$

(5) 确定抗剪所需的纵向钢筋面积

抗剪所需的纵向钢筋面积是由于钢筋的附加 ΔF_{td} 产生的

$$\Delta F_{td} = 0.5 V_{Ed} \cot \theta \quad (\text{EC2 Eq. 6.18})$$

在任意截面, 由于设计弯矩导致的附加剪力不允许超过如下限值:

$$\left(\frac{M_{Ed}}{z} \right) + \Delta F_{td} \leq \left(\frac{M_{Ed,\max}}{z} \right) \quad (\text{EC2 Eq. 6.18})$$

式中: $M_{Ed,\max}$ 对应梁上最大弯矩, $z = 0.9d$

抗剪所需的纵向钢筋面积：

$$A_{sl} = \frac{\Delta F_{td}}{f_{ywd}}$$

注意：ETABS 不会校核箍筋最小间距、体积配箍率等要求，这部分工作由工程师自行校核。

2.2 抗剪设计结果输出

以下两张表格，是某高延性抗弯框架中的一根梁的端部在某地震荷载组合下抗剪细节信息。

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{Ed2}

Shear V_{Ed} kN	θ deg	$\tan(\theta)$ Unitless	Shear V_{Rdc} kN	Shear V_{Rds} kN	Shear $V_{Rd,max}$ kN	Rebar A_{sw}/s mm ² /m
152.0757	45	1	147.346	309.6461	1592.892	807.47

上表中，Shear V_{Ed} 是该组合的设计剪力值； θ 是受压层角度、当荷载组合包含地震作用时， $\theta = 45^\circ$ ；Shear V_{Rdc} 是混凝土的抗剪承载力；Shear V_{Rds} 是计算抗剪箍筋时的剪力值，对于地震组合，该数值是框架节点处形成塑性铰时的抗弯能力计算得到的剪力与重力荷载下梁剪力的合力，因此可能会比 Shear V_{Ed} 大；Shear $V_{Rd,max}$ 是截面的最大抗剪设计值，Rebar A_{sw}/s 是单位长度所需的抗剪箍筋面积。

Additional Logitudinal Reinforcement for Shear

Moment M_{Ed} kN-m	Shear V_{Ed} kN	$M_{Ed,max}$ kN-m	z mm	F_{td} kN	$F_{td,limit}$ kN	$F_{td,design}$ kN	A_{slTop} mm ²
-86.7303	309.6461	117.3692	882	93.0993	133.0716	34.7379	79.897

上表中，Moment M_{Ed} 是该组合在该测站处的设计弯矩值；Shear V_{Ed} 是该组合在该测站处的设计剪力值； $M_{Ed,max}$ 是梁全长范围内该组合的设计弯矩最大值； $z=0.9d$ ； F_{td} 是对应根据公式 $\Delta F_{td} = 0.5V_{Ed} \cot \theta$ 得到的 ΔF_{td} ； $F_{td,limit}$ 是 $M_{Ed,max}$ 对应的钢筋最大拉力， $F_{td,limit} = M_{Ed,max} / z$ ； $F_{td,design}$ 是最终采用的 ΔF_{td} 取 F_{td} 和 $(M_{Ed,max} / z) - (M_{Ed} / z)$ 两者的较小值； A_{slTop} 是抗剪所需的纵向钢筋面积，根据公式 $A_{sl} = F_{td,design} / f_{ywd}$ 计算。

2.3 计算抗扭钢筋

沿着梁跨度方向，程序在各测站处对每一个设计组合设计其抗扭钢筋。以下为根据梁的扭矩进行纵向抗扭钢筋及横向抗扭钢筋的主要步骤：

(1) 确定调整后的扭矩值

扭矩设计值来自荷载组合，注意程序不考虑由协调扭转（即允许扭转开裂内力重分布）而产生的扭矩折减，若用户想模拟类似协调扭转的效果，可以在模型中设置扭转自由度释放，或自行折减扭转刚度。

(2) 确定抗扭截面属性

对抗扭设计，需要计算相应的抗扭截面属性 A_k 、 t_{ef} 、 u 、 u_k ，这些属性的具体含义见 EC2 6.3.2 条或 ETABS 关于欧标的帮助文档。

(3) 确定开裂扭矩

若满足以下条件，截面扭矩可忽略，只需按构造配置抗剪箍筋即可：

$$T_{Ed} / T_{Rd,c} + V_{Ed} / V_{Rd,c} \leq 1.0 \quad (\text{EC2 Eq. 6.31})$$

其中， $T_{Rd,c}$ 为开裂扭矩， $T_{Rd,c} = f_{ctd} t_{ef} 2A_k$

(4) 确定所需的抗扭钢筋面积。



若满足了上文定义的 EC2 Eq. 6.31, 可忽略扭矩 (EC2 6.3.2(5))。此时, 程序不需要配置抗扭钢筋。若不满足以上等式, 则需配置抗扭纵筋和抗扭箍筋。

当需配置抗扭箍筋时, 首先根据扭矩计算剪力 V_t :

$$V_t = 2(h - t_{ef})[(T_{Ed} - T_{con}) / 2A_k]$$

其中, $T_{con} = (1 - V_{Ed} / V_{Rd,c}) T_{Rd,c}$ 。

再计算所需的抗扭箍筋面积:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{V_t}{z f_{ywd} \cot \theta}$$

最后, 计算所需抗扭纵筋面积:

$$A_{sl} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta \frac{u_k}{f_{yd}} \quad (\text{EC2 Eq. 6.28})$$

其中, θ 为受压层的角度, 同梁抗剪设计时的取值。程序对此值的允许取值范围为 21.8° 和 45° 之间, 程序的默认值为 45° 。

程序同时校核了剪扭组合值的上限值, 其校核如下:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1.0 \quad (\text{EC2 Eq. 6.29})$$

其中, 扭矩抗力设计值 $T_{Rd,max}$ 由下式计算:

$$T_{Rd,max} = 2v\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef} \sin \theta \cos \theta \quad (\text{EC2 Eq. 6.30})$$

当等式 (EC2 Eq. 6.29) 大于 1.0 时, 程序会提示设计失败, 此时, 需要增大构件截面尺寸。

程序输出的梁抗扭纵筋和抗扭箍筋面积仅是根据强度计算得到, 未考虑箍筋及纵筋的最小配筋率及钢筋间距要求, 这部分工作由工程师自行校核。

2.4 抗扭设计结果输出

以下表格, 是某高延性抗弯框架中的一根梁的端部在某地震荷载组合下抗扭细节信息。

扭矩和抗扭配筋 T_{Ed}

Torsion T_{Ed} kN-m	T_{cr} kN-m	Area A_k cm ²	Perimeter, u_k mm	Rebar A_t/s mm ² /m	Rebar A_{sl} mm ²
24.5029	3.6233	1633.1	2138.5	147.46	368.972

上表中, Torsion T_{Ed} 是该组合的设计扭矩值; T_{cr} 是对应的 T_{con} ; Rebar A_t/s 是单位长度所需的抗扭箍筋面积; Rebar A_{sl} 是所需抗扭纵筋面积。

3. 节点验算

程序会自动识别所有下方有混凝土柱的节点来进行节点验算, 节点的材料属性默认与节点下方柱的材料相同。此外, 还必须满足以下条件:

1. 框架类型为中延性抗弯框架 (DCM MRF) 或高延性抗弯框架 (DCH MRF);
2. 节点之上如果有柱, 该柱是钢筋混凝土柱;
3. 节点处所有与柱相连的梁是钢筋混凝土梁;
4. 与节点相连的所有构件都有设计结果;

5. 荷载组合中含有地震工况

3.1 节点剪力验算

程序根据 EC8 5.5.3.3 (2) 分别计算柱主次方向上的节点面积。程序通过将梁端的弯矩等效为拉力 T 和压力 C，再结合柱的剪力 V_c ，通过力的平衡来求得节点区的剪力（可参考图 2，详细解释请参见 ETABS 自带的设计说明手册）。其中梁端的弯矩是对应梁的抗弯承载力（需考虑钢筋硬化导致的超强系数 $\gamma_{Rd}=1.2$ ）。

最终节点区的水平剪力为：

$$V_{jhd} = T_L + T_R - V_C$$

节点区的水平剪力不得大于设计抗剪强度：

$$V_{jhd} \leq \begin{cases} \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{V_d}{\eta}} b_j h_{jc} & (\text{内部节点}) \\ 0.8 \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{V_d}{\eta}} b_j h_{jc} & (\text{外部节点}) \end{cases} \quad (\text{EC8 Eq. 5.33})$$

其中：内部节点指内柱对应的梁柱节点；外部节点指边柱和角柱对应的梁柱节点。

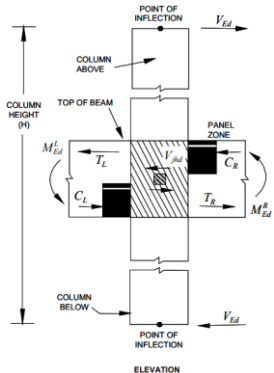


图 3 梁柱节点分析立面图

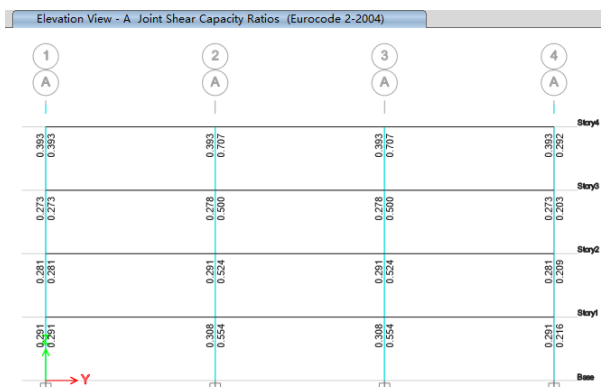


图 4 节点区抗剪承载力比

图 4 是 ETABS 显示的节点区抗剪承载力比，每个节点显示其主轴、次轴方向的两个结果，比值小于 1.0 即满足要求，若为“N/A”代表数据不可得，通常是因为该方向没有梁与之相交。在柱构件的设计细节中可查看节点抗剪细节，限于篇幅，以下仅列举部分主要数据。

Joint Shear Check/Design

	Joint Shear A_{sh} cm ²	Shear $V_{Ed, Top}$ kN	Shear V_{jhd} kN	Shear $V_{Rd Conc}$ kN	Joint Area cm ²	Shear Ratio Unitless
Major Shear, V_2	8	626.087	1330.4348	2185.9382	2871.1	0.609
Minor Shear, V_3	8	626.087	1330.4348	2185.9382	2871.1	0.609

上表中，Joint Shear A_{sh} 是所需节点区约束水平箍筋的总面积，Shear V_{Ed} 是该组合的柱剪力设计值 V_c ，Shear V_{jhd} 是该组合的最终节点区的水平剪力，Shear V_{RdConc} 是该组合的节点区设计抗剪强度，Joint Area 是抗剪节点面积，Shear Ratio Unitless 是节点区抗剪承载力比，是 V_{jhd} 与 Shear V_{RdConc} 的比值。

3.2 强柱弱梁验算

对中延性抗弯框架（DCM MRF）和高延性抗弯框架（DCH MRF），程序分别对应柱主方向和次方向进行强柱弱梁验算：

$$\frac{\sum 1.3M_b}{\sum M_c} \leq 1.0 \quad (\text{EC8 4.4.2.3 (4), 5.2.3.3 (2)})$$

其中， $\sum M_c$ ：与节点相连的所有柱的抗弯承载力设计值之和，上柱和下柱抗弯承载力计算时均需考虑轴力设计值对承载力的影响； $\sum M_b$ ：与节点相连的所有梁的抗弯承载力设计值之和。

如图 6 所示，程序输出梁柱的抗弯承载力比（1.3）Beam/Column Capacity Ratio，每根柱子显示其主轴、次轴方向的相应结果，比率小于 1.0 即满足要求，“N/A”代表数据不可得，通常是因为该方向没有梁与之相交，或者该柱为顶层柱。在柱构件的设计细节中可查看强柱弱梁验算数据，除了最终的梁柱抗弯承载力比，还包括节点处梁、柱的尺寸和配筋，以及各自的抗弯承载力等数据。限于篇幅，本文仅列出图 5 为例，其余表格可自行查阅 ETABS 的设计细节。

(1.3) Beam/Column Capacity Ratio

Major Ratio	Minor Ratio
0.5	0.899

图 5 强柱弱梁输出表格

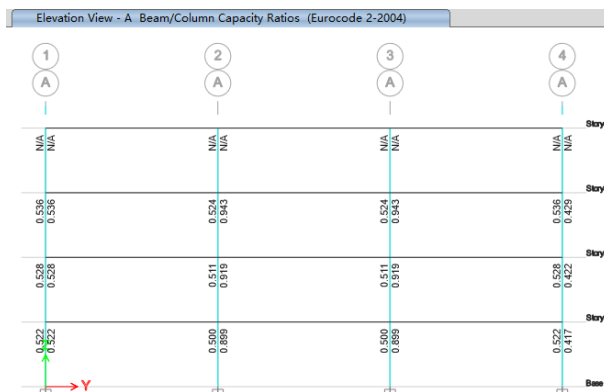


图 6 强柱弱梁验算结果

4 小结

综上所述，框架梁的设计重点是抗弯、抗剪（扭），程序根据框架类型（低延性抗弯框架、中延性抗弯框架、高延性抗弯框架）分别执行相应的计算，不同类型的区别主要体现在：对于中/高延性抗弯框架梁，其最大（最小）配筋率要求更严格、其设计剪力取值需根据梁端实配钢筋对应的抗弯能力反算。节点验算则包含两部分内容：高延性抗弯框架需验算节点区水平剪力及节点区约束水平箍筋；中/高延性抗弯框架需验算强柱弱梁。此外，本文对 ETABS 输出的设计细节信息进行了解释，据此用户可更深入地了解程序的计算过程和结果。

参考资料

- [1] 贡金鑫、魏巍巍、胡家顺. 中美欧混凝土结构设计[M]. 北京：中国建筑工业出版社，2007.
- [2] 贡金鑫、车轶、李荣庆. 混凝土结构设计（按欧洲规范）[M]. 北京：中国建筑工业出版社，2009.
- [3] Eurocode 2: Design of concrete structures (Part 1-1: General rules and rules for buildings) . EN 1992-1-1 [S]. 2004.
- [4] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance (Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings) . EN 1998-1 [S]. 2004.
- [5] Computers & Structures Inc. ETABS v21.0.0 联机帮助文档 Concrete Frame Design Manual(Eurocode 2-2004 with 8-2004).

楼盖设计的几个重要问题探讨及 SAFE 解决方案

郑翔, 李立, 刘慧璇, 王希, 张志国 (北京筑信达工程咨询有限公司, 北京 100043)

摘要: 本文主要探讨了楼盖设计的几个重要问题: 活荷载不利布置、冲切校核、长期挠度分析和预应力楼板设计。根据工程应用中发现的问题, 说明工程分析的必要性, 并基于 SAFE 的功能特点介绍相关的计算原理和应用方法。

Abstract: The essay mainly discusses the following important issues in floor design: unfavorable live-load distribution, punching check, long-term deflection analysis and prestressed floor design. The FEM analysis is important to solve those issues. The essay describes the technical principle and application method of SAFE to those issues.

关键词: 活荷载不利布置; 冲切校核; 长期挠度; 预应力楼板; SAFE 软件

Keywords: unfavorable live-load distribution; punching check; long-term deflection; prestressed floor; SAFE software

1 引言

平面楼盖主要负责传递竖向荷载至竖向构件, 同时将风荷载、地震作用等水平荷载可靠传递到抗侧力构件, 并与竖向构件连接形成整体空间结构。高层建筑结构常用的楼屋盖结构形式有普通梁板、密肋楼盖、无梁楼盖、预应力楼盖等。普通梁板结构的楼板, 通常根据《建筑结构静力计算手册》计算; 但是对于一些不规则楼板、无梁楼盖、预应力楼盖, 不适用手册计算, 需采用有限元分析软件进行针对性分析。

SAFE 是一款全面的钢筋混凝土楼板和基础系统分析设计软件, 可以完成快速创建模型、有限元分析和基于国内外规范的结构设计。本文主要对楼盖设计的几个重要问题进行探讨, 阐释工程分析的必要性, 并基于 SAFE 软件介绍相应的解决方案。

2 活荷载不利布置

活荷载在时间和空间上有很大的不确定性, 因此结构设计需考虑活荷载的不利布置。根据《高层建筑混凝土结构技术规程》第 5.1.8 条, 高层建筑结构内力计算中, 当楼面活荷载大于 4kN/m^2 , 应考虑楼面活荷载不利布置引起的结构内力的增大^[1]。此外, 一些大跨钢结构、多层工业建筑设计时也需要考虑活荷载不利布置。

文献[2]通过结合某会展中心大跨度钢桁架结构, 采用 SAP2000 程序的 Range Add 荷载组合模式^[3]考虑活荷载不利布置的影响, 分析了活荷载不利布置的影响规律。研究发现: 活荷载不利布置对桁架跨中处的内力影响大于支座处、中间跨大于边跨、弦杆大于斜杆; 部分杆件考虑活荷载不利布置后, 其内力可增大至 1.67 倍, 超过 1.3, 此时采用《高规》建议的放大系数近似考虑活荷载不利布置的影响偏于不安全, 此时应在计算中真实考虑活荷载不利布置的影响。

文献[4]通过某地库顶板无梁楼盖结构, 结合消防车道布置方式等工程特点, 采用 SAP2000 程序的 Range Add 荷载组合模式考虑活荷载不利布置的影响。研究发现: 活荷载不利布置对板跨中弯矩的影响大于支座, 中间跨弯矩的影响大于边跨, 对无梁楼盖的设计影响很大。

通过以上文献说明：单纯通过放大系数近似考虑活荷载不利布置的影响不一定偏于安全，在计算中有必要更真实地考虑活荷载不利布置的影响。SAFE 软件可基于 Range Add 荷载组合模式实现比较真实的活荷载不利布置。在 SAFE 中可根据轴网和板块来自动划分考虑活荷载不利布置的区域，自动将满布的活荷载转换为每个区格单独施加的活荷载，最终通过特定的内力组合方式得到考虑活荷载最不利布置时的构件内力。图 1 给出的示例中，先定义“活荷载”和“自动样式活荷载”两个荷载模式（图 1a），在活荷载中施加所有楼面活荷载，程序基于轴网自动划分板块（图 1b），生成分别在每个板块中布置活荷载的多步静力工况（图 1c）。

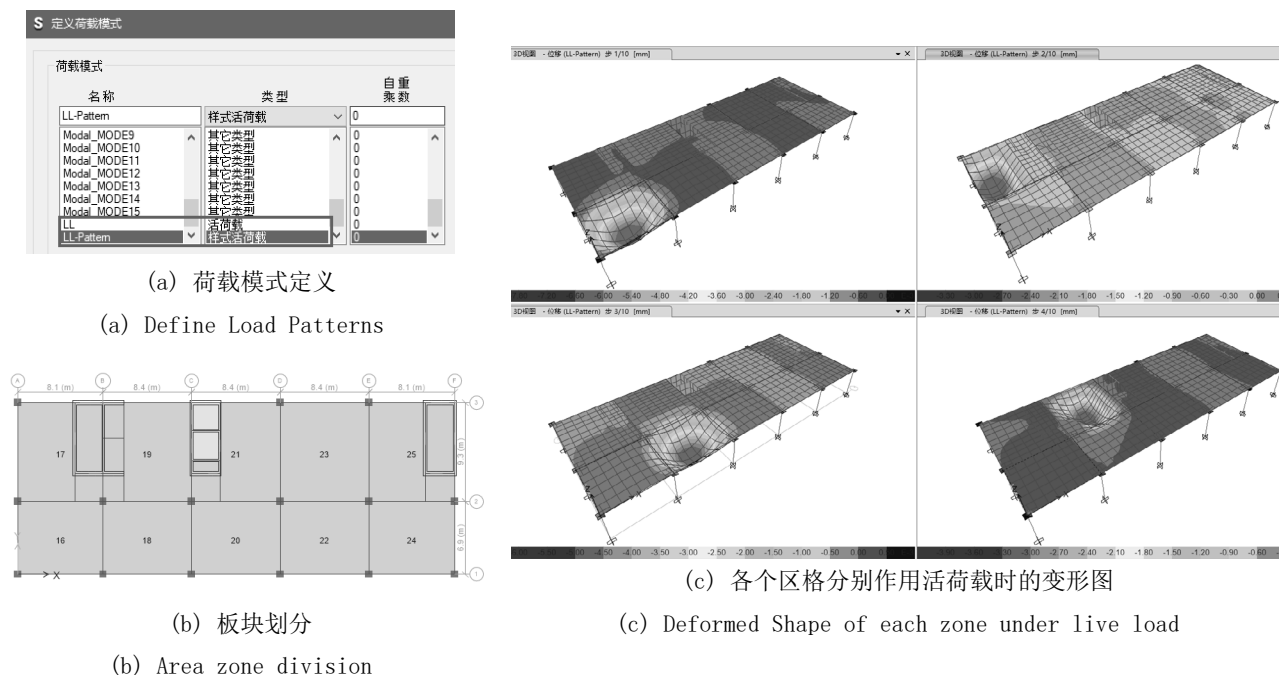


图 1 SAFE 自动活荷载不利布置示例

Fig 1 The example of unfavorable live-load distribution in SAFE

构件设计时将生成对应的荷载组合，该组合对各类样式活荷载进行同号相加（Range Add）^[3]，以考虑活荷载的不利布置效果。如图 2，查看示例中梁 B100 的设计内力，在考虑满布活荷载的荷载组合 1.3DL+1.5LL 下其弯矩值为 364.6137kN·m，样式活荷载参与的荷载组合 1.3DL+1.5LL-Pattern 下弯矩值为 407.0447 kN·m，说明样式活荷载可以考虑活荷载的最不利布置情况，得到更安全的设计结果。

Element Forces - Beams												
Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m	Element	
B100	1.3DL+1.5LL	Combination		4.2	-11.2629	15.6022	-0.2042	-5.2269	-0.1378	364.6137	B100-6	
B100	1.3DL+1.5LL-Pattern	Combination	Max	4.2	19.6111	36.1631	0.2513	-1.177	0.1787	407.0447	B100-6	
B100	1.3DL+1.5LL-Pattern	Combination	Min	4.2	-26.7601	-18.8323	-0.5727	-6.2007	-0.4071	116.2767	B100-6	

图 2 梁 B100 的设计内力

Fig 2 The design force of beam B100

3 冲切校核

冲切校核是无梁楼盖设计中的一项重要内容。SAFE 内置了完整的冲切验算流程：首先根据柱的位置及开洞情况确定冲切截面及周长；然后计算不平衡弯矩和冲切剪力，确定临界截面的剪应力分布；判断临界截面的剪应力是否满足要求，如果不满足要求可以选择配置抗冲切配筋；最后计算并布置抗冲切箍筋或抗剪栓钉，并再次验算抗冲切承载力。

近些年国内发生的多起无梁楼盖地库坍塌事故，有学者认为无梁楼盖地库的坍塌与无梁楼盖受冲切承

载力安全储备不足有关。文献[5]对比了国内外规范关于无腹筋钢筋混凝土板受冲切承载力设计值的计算方法。研究提出：我国规范及美国规范受冲切承载力设计值混凝土相关项只考虑混凝土强度指标和冲切破坏截面特征参数，考虑的影响因素不够全面；而欧洲规范还考虑纵向受拉钢筋配筋率，FIB 规范还考虑了纵向钢筋强度及冲跨比指标，考虑的影响因素较为全面。文献[5]通过对某无梁楼盖地库验算表明：中美规范受冲切承载力设计值计算公式安全储备偏低，这可能是系列无梁楼盖地库施工期间坍塌的深层次原因，说明中美规范不适用于目前纵筋配筋率较低无梁楼盖的设计，建议我国规范进一步完善。

笔者初步总结了欧标^[6]、美标^[7]、国标^[8]在冲切控制周长和有效高度的规定，其中美标和国标的规定一致；欧标的控制周长要远大于美标、国标，具体可见表 1。

表 1 冲切控制周长和有效高度^[6-8]

Table 1 The critical section perimeter and effective depth

	欧标	美标	国标
冲切控制周长 u	距离支承面 $2d$ 处的周长	距离支承面 $d/2$ 处的周长	距离支承面 $d/2$ 处的周长
有效高度 d	取两个钢筋正交方向的有效高度的平均值	取两个钢筋正交方向的有效高度的平均值	取两个钢筋正交方向的有效高度的平均值

在冲切计算方面，欧标、美标、国标的思路类似。但是在公示表达形式上有差异，欧标和美标均是验算冲切剪应力，国标是验算的冲切力。SAFE 软件中，对不同规范的结果输出格式的归一化，统一采用冲切剪应力形式输出计算书。表 2 总结了欧标、美标、国标冲切计算主要思路。限于篇幅，表 2 中未列出欧标和美标详细的计算公式。从国标的公式可以看到，冲切承载力设计值仅考虑了混凝土强度和冲切破坏截面特征参数的影响，美标的计算公式也是如此。欧标除此之外还考虑了纵向钢筋配筋率的影响，包含了弯曲和冲切的耦合效应。工程师可以利用 SAFE 内置的国际规范参照对比。

表 2 冲切计算总结^[6-8]

Table 2 Summary of punching calculation

	欧标	美标	国标
无需配置抗冲切钢筋	$V_{Ed} < V_{Rd,c}$ EN 1992-1-1 第 6.4.3 条	$\phi v_c \geq v_u$ ACI 4.6.1 条	$F_l \leq 0.7\beta_h f_t \eta u_m h_0$ 混规 6.5.1 条
配置抗冲切钢筋	$V_{Ed} \geq V_{Rd,c}$ $V_{Ed} < V_{Rd,cs}$ EN 1992-1-1 第 6.4.3 条	$\phi(v_c + v_s) \geq v_u$ ACI 4.6.1 条	$F_l \leq 0.5 f_t \eta u_m h_0 + 0.8 f_{yv} A_{svu} + 0.8 f_y A_{sbu} \sin \alpha$ 混规 6.5.3 条
最大冲切应力	$V_{Ed} < V_{Rd,max}$ EN 1992-1-1 第 6.4.3 条	$\phi v_{max} \geq v_u$ ACI 22.6.4.1 条	$F_l \leq 1.2 f_t \eta u_m h_0$ 混规 6.5.3 条

当无筋冲切承载力不足时，可通过配置抗冲切钢筋来提高抗冲切承载力，而这就涉及到抗冲切钢筋配置范围。关于抗冲切钢筋的配置范围，欧标、美标、国标的思路是一致的，都是以配置抗冲切钢筋的冲切破坏锥体外扩一定范围确定最不利周长、并采用无筋冲切验算（表 3）。该周长对应的临界截面，在一些国家规范中又称为第二临界面。图 3 引自美标^[7]，图中 d 代表截面有效高度，该图很形象地说明了第二临界面的位置和含义，国标也采用了相同的规定。SAFE 程序在输出的抗冲切钢筋布置方案时，自动考虑了第二临界面的验算。

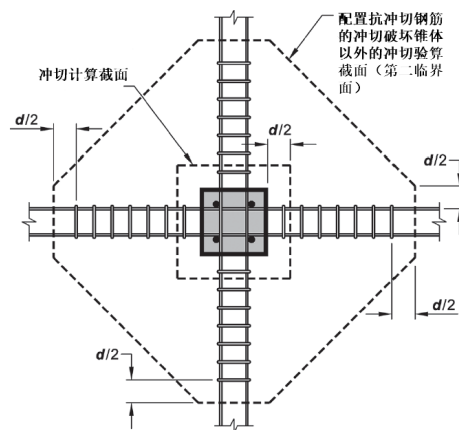


图 3 抗冲切第二临界面

Fig 3 Critical section outside

表 3 抗冲切钢筋配置范围^[6-8]

Table 3 Allocation scope of punching shear reinforcement

	欧标	美标	国标
抗冲切钢筋配置范围	<p>根据 EN 1992-1-1 第 6.4.5 条第 4 款, 不需要配置抗冲切钢筋的控制周长 u_{out} 或 $u_{out,ef}$ 可由下式计算:</p> $u_{out,ef} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c} d}$	<p>根据 ACI 22.6.4.2 条, 配置了抗冲切箍筋后, 除需取距离柱边 $d/2$ 的第一临界截面验算冲切以外, 还需要考虑第二临界截面, 其位于最外侧抗冲切箍筋以外 $d/2$ 处, 其冲切形状为多边形。第二临界截面按无筋冲切验算。</p>	<p>《混规》GB50010-2010 的 6.5.4 条规定, 配置抗冲切钢筋的冲切破坏锥体以外的截面, 尚应按本规范第 6.5.1 条 (即国标无筋冲切公式) 的规定进行受冲切承载力计算, 此时, u_m 应取配置抗冲切钢筋的冲切破坏锥体以外 $0.5h_0$ 处的最不利周长。</p>

4 长期挠度分析

由于混凝土开裂、徐变和收缩的影响, 长期荷载作用下混凝土受弯构件会产生较大挠度, 这个挠度值要比弹性计算的挠度值大得多。因此结构设计需计算受弯构件的长期挠度值, 必要时还需要根据计算的挠度值对受弯构件进行预起拱^[8]。现有的《混规》规定的混凝土结构挠度和裂缝的计算公式仅适用于梁, 并不适用于双向板, 因此国内设计时也没有要求计算楼板的长期开裂挠度。但是随着一带一路政策的推进, 越来越多的国内工程师需要采用欧美标进行海外项目设计; 而采用欧美标进行楼板分析时, 长期挠度分析、开裂分析往往是设计文件不可或缺的一环。SAFE 软件作为一款国际主流分析软件, 基于欧标 EC-2:2004 有关条文, 可以对双向板进行开裂及长期挠度的分析^[9]。

图 4 的弯矩曲率图^[9]表示了钢筋混凝土板从未开裂状态到开裂状态的弯矩曲率变化。状态 1 是未开裂状态, 钢筋和混凝土协调变形, 此时构件的曲率为 ψ_1 。状态 2 是充分开裂状态, 在裂缝位置处, 受拉区假定为完全开裂, 拉应力被假定为完全由钢筋承担, 此时构件的曲率为 ψ_2 。图中折线 ABCD 表示了板的理论弯矩与曲率的关系。在弯矩达到开裂弯矩 M_r 之前, 弯矩曲率图的斜率在 AB 点之间保持线性, 此时板处于未开裂状态。当弯矩达到开裂弯矩 M_r 时, 板开裂, 构件曲率增加; B 到 C 点的曲率增加, 就是考虑构件横截面产生了裂缝。CD 点之间的弯矩曲率图, 是考虑随着裂缝的不断开展, 构件刚度越来越小, 构件受力状态越来越趋近于充分开裂状态。

SAFE 计算每个有限单元对应的弯矩值, 进而得到该单元相应的曲率, 所有单元的曲率确定后, 就能得到相应的挠度。SAFE 对于开裂及长期挠度分析的流程可简化为以下步骤:

- 1) 首先基于弹性分析, 得到构件的受力状态;
- 2) 确定构件配筋 (根据用户指定配筋或有限元设计结果);
- 3) 根据混凝土截面和钢筋布置, 计算构件的开裂弯矩 M_r ;
- 4) 计算内插相关系数 ζ ;
- 5) 计算构件的未开裂状态曲率 ψ_1 、充分开裂曲率 ψ_2 ;
- 6) 计算给定的弯矩值 M 作用下的曲率 $\psi_m = (1-\zeta) \cdot (\psi_1) + \zeta \cdot (\psi_2)$;
- 7) 计算一个弯曲刚度修正系数;

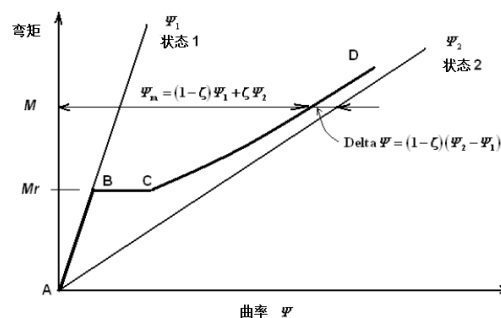


图 4 钢筋混凝土板的弯矩曲率图

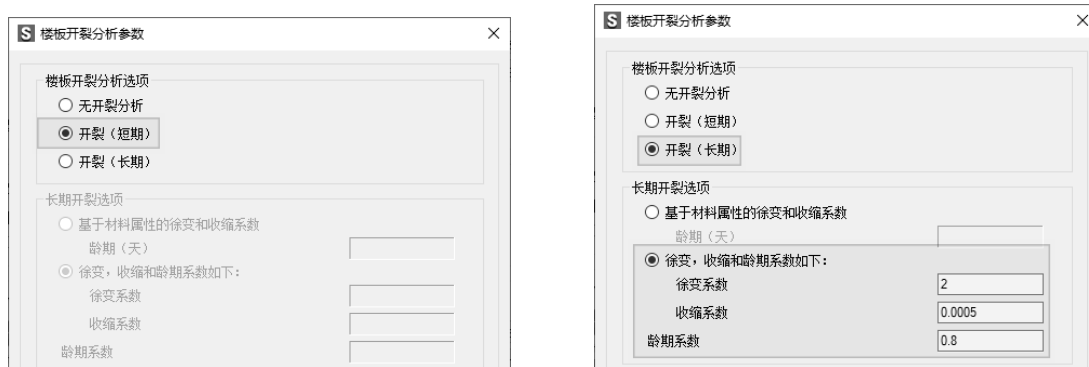
Fig 5 Moment-curvature diagram of RC slab

8) 计算使用了刚度修正系数下的位移;

9) 迭代计算直到两次计算得到的最大位移的差值足够小, 或者达到最大迭代数量, 终止计算。

其中第 3~9 步为 SAFE 软件内核自动计算, 用户无需干预, 只需设置对应的非线性工况即可。

对于楼板的短期开裂, 其工况设置界面如图 5a; 若需要考虑混凝土徐变和收缩的影响, 可通过指定对应的徐变、收缩和龄期系数来实现, 其工况设置界面如图 5b。



a) 楼板短期开裂参数设置

b) 楼板长期开裂参数设置

a) parameters for short term crack

b) parameters long term crack

图 5 SAFE 开裂分析参数

Fig 5 SAFE parameters for crack analysis

国内有些学者已经借助 SAFE 软件做了一些双向板裂缝和长期开裂挠度的研究工作。其中, 文献[10]简述了受压混凝土的徐变基本理论和裂缝间受拉混凝土对开裂构件刚度硬化的分析模型, 使用 SAFE 软件完成某地下室柱支撑双向顶板的截面设计及使用极限状态的裂缝和长期挠度的验算, 并与板带分析法进行了对比。

文献[10]提出: 双向板的主应力方向随平面位置变化, 国标计算梁的裂缝宽度和长期开裂挠度的半经验公式并不完全适用于双向板。文献[10]的案例采用 SAFE 程序按 EC2:2004 规范计算发现: 最大弹性挠度为 15.3mm, 最大长期开裂挠度为 60.5mm, 两者比值约为 3.95, 超出了工程设计中按 3 倍的弹性挠度估算长期开裂挠度的惯例。因此, 承受重荷载的柱支承双向板, 仅满足规范的最小厚跨比, 未必能满足裂缝宽度和长期开裂挠度的验算, 长期开裂挠度为弹性挠度 3 倍左右的工程经验也未必一定安全; 使用极限状态的裂缝宽度和长期开裂挠度可能是截面设计的控制指标。

5 预应力混凝土楼盖设计

人们对住宅、公共建筑越来越倾向于大开间、大柱网、灵活隔墙, 要求安全可靠又节省造价, 这使得预应力混凝土楼盖技术逐渐受到关注。我国也有不少使用预应力混凝土楼板结构体系的工程案例, 其结构形式包括: 预应力混凝土无梁平板结构、预应力混凝土平板结构、预应力混凝土框架平板高层结构、预应力混凝土框架扁梁楼盖结构、无粘结预应力混凝土双向密肋板、预应力混凝土框架扁梁加密肋板楼盖结构、预应力井字梁楼盖结构、预应力混凝土夹层板楼盖结构等^[11]。

在预应力楼盖结构中, 预应力钢筋数量多、分布广。由于结构具有更高的不确定性、设计要求更多且要满足经济性的需求, 其分析设计过程十分复杂。早期的分析程序在分析和设计过程中依赖于简化的近似。SAFE 采用有限元方法考虑预应力钢筋的影响, 不再采用近似的“等效荷载”法^[11], 不但消除工程师过度简化分析模型的需求, 而且 SAFE 基于钢筋几何形状函数在单元间进行数值积分, 可以更准确地计算不同曲线形式预应力钢筋的效应, 更适用于深受弯构件。

SAFE 可以自动确定预应力钢筋的布置（如预应力筋束的线型、钢束根数、张拉力）。工程师只需设定预应力筋的基本形式（带状分布或均匀分布）、基本线型（抛物线或反抛物线）、平衡恒载的比例和预压应力范围，SAFE 通过迭代计算来确定满足平衡恒载和平均预压应力所需的有效张拉力，进而确定预应力钢筋的分布并自动将其布置于楼盖结构中，如图 6 所示。此时得到的模型是初始状态，如有必要，工程师可以很方便地调整预应力钢筋的信息，再重新分析设计。例如，在图 7 所示的对话框中，可以直接在钢束剖面图中拖动各控制点来调整预应力钢束的形状，也可以在下方的表格中调整各跨剖面类型和各控制点的跨度和高度。在这个窗口中，直接显示了各跨钢束张拉过程中和张拉完成后向上的平衡力。当然，初始的预应力钢束布置也可以手工定义和编辑。

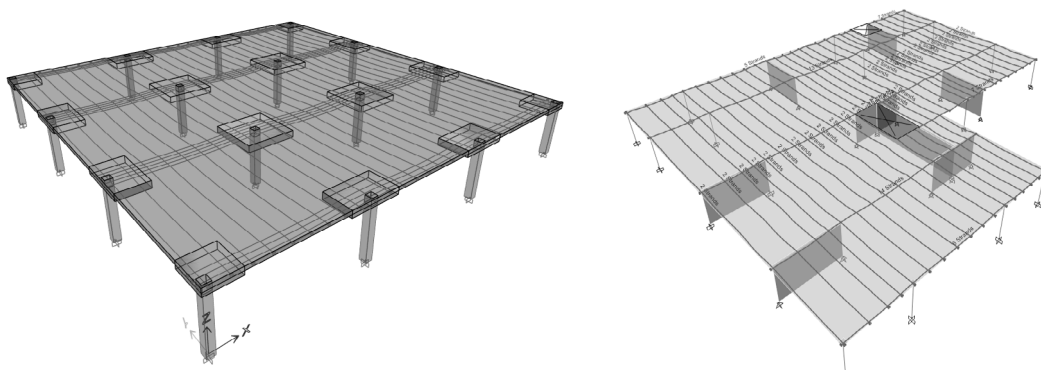


图 6 SAFE 后张法预应力钢束布置图

Fig 6 Layout of Post tensioned Prestressed Tendon in SAFE

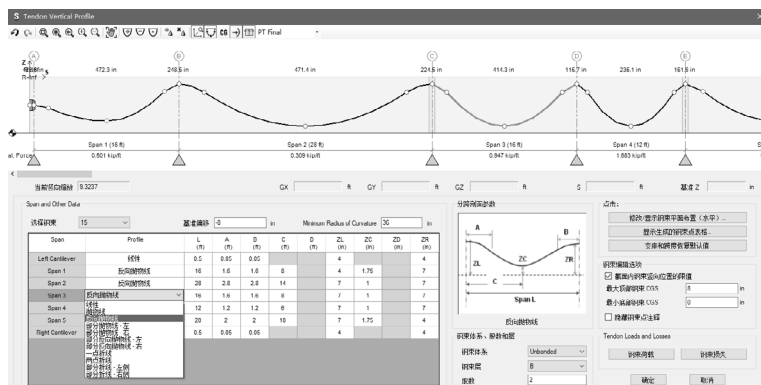


图 7 预应力钢束形状编辑器

Fig 7 Tendon Vertical Profile

预应力损失包括在张拉期间产生的短期损失（摩擦、钢筋内缩、锚具变形等），和跟时间相关的长期损失（收缩、徐变、钢筋松弛等），SAFE 提供了多种方式来计算预应力损失，并在两种工况类型中考虑损失的影响。工况“PT-Transfer”为施加预拉力阶段，即考虑短期应力损失调整钢束张拉力；工况“PT-Final”为最终状态，即考虑所有应力损失调整钢束张拉力。SAFE 将校核三种状态下的预应力楼板：施加预应力荷载阶段、所有损失已发生且正常使用阶段、所有损失已发生且长期使用阶段，可以查看任一状态下的楼板应力，如图 8 和图 9。此外，SAFE 有专属的工况计算预应力混凝土超静定结构的次内力，并按规范要求将次内力工况纳入荷载组合。

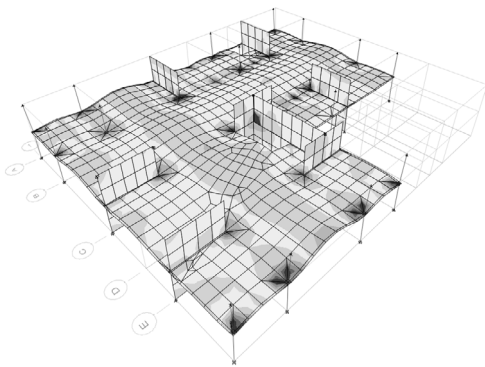


图8 施加预应力后的 S11 应力云图

Fig 8 The S11 Stress Diagram after Prestressing

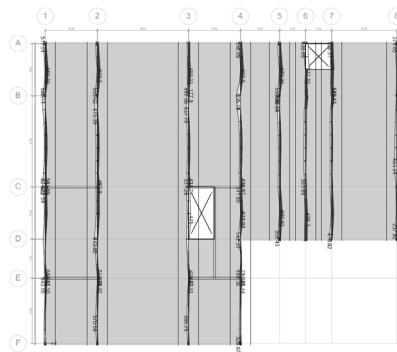


图9 Y方向设计板带持久状态压应力

Fig 9 Compressive stress of design strip in Y direction under permanent state

SAFE 是少有的可以直接用于后张预应力混凝土楼盖分析设计的工具。在分析阶段,将计算所有荷载工况和组合下的内力和变形,然后根据各国的设计规范进行楼板设计,计算出所需的普通钢筋,并进行相应的冲切验算。

6 小结

本文讨论了楼盖设计的几个重要问题和 SAFE 的解决方案:活荷载不利布置是楼板设计中的常见问题,SAFE 通过自动样式活荷载和 Range Add 组合,自动考虑活荷载的不利布置对结构设计的影响;冲切校核是无梁楼盖设计中的重要内容,应用 SAFE 软件能方便完成国标、欧标、美标冲切校核;楼板的开裂和挠度分析在国内规范中没有明确的规定,但在欧美规范中已有具体的要求,SAFE 实现了相应的算法,为工程师深入设计双向楼盖体系提供有力工具;预应力楼板在我国已逐步开始推广应用,SAFE 是少有的可直接用于预应力楼板设计的工具。

SAFE 作为专业的楼板体系分析设计软件,实现了混凝土楼板和基础从建模、分析、设计、详图到报告输出的全过程。SAFE 体现了数值分析、求解算法和设计规范的融合,包含对复杂形状对象的自动网格划分、精确的壳单元、复杂的后张预应力荷载,以及全球范围的最新混凝土设计规范等,为结构设计人员提供了一体化解决方案。同时,SAFE 软件的绝大部分功能均已经在多高层结构分析软件 ETABS 中实现,设计人员也可直接通过 ETABS 软件实现以上功能。

参考文献

- [1] JGJ 3-2010 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010 (JGJ 3-2010 Technical specification for concrete structures of tall building [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010)
- [2] 魏勇, 柯江华, 韩巍, 朱鸣, 张徐. 活荷载不利布置对某大跨钢结构内力的影响分析[J]. 建筑结构, 2011, 41(S1) (Wei Yong, Ke Jianghua, Han Wei, Zhu Ming, Zhang Xu. Study on the influence of unfavorable live load distribution about internal force of a large-span steel truss [J]. Building Structure, 2011, 41(S1))
- [3] 李立, 刘春明, 李楚舒. 活荷载不利布置计算的一种快速通用方法[J]. 建筑结构, 2009, 39(S1) (Li Li, Liu Chunming, Li Chushu. A quick generalized method for unfavorable live load distribution [J]. Building Structure, 2009, 39(S1))
- [4] 朱黎蓬, 张书鹭, 房晶辉. 基于柱实体元及活荷载不利布置的无梁楼盖设计[J]. 结构工程师, 2022, 38 (Zhu Lipeng, Zhang Shuyuan, Fang Jinghui. Design of flat slab structure based on column simulated by solid element and unfavorable arrangement of live load [J]. Structural Engineers, 2022, 38)
- [5] 聂祺, 刘璐, 周一航. 无梁楼盖受冲切承载力中美欧规范对比[J]. 工程抗震与加固改造, 2021, 43 (Nie Qi, Liu Lu, Zhou Yihang. Comparison of Chinese and foreign codes for the punching shear strength of flat slab [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2021, 43)
- [6] Eurocode 2: Design of concrete structures (Part 1-1: General rules and rules for buildings). EN 1992-1-1 [S]. 2004.

- [7] Building Code Requirements for Structural Concrete. ACI 318M-14 [S]. 2014.
- [8] GB50010-2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2010 (GB50010-2010 Code for design of concrete structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010)
- [9] Computers & Structures Inc. SAFE V20 Manuals--Analysis Verification Example 16--Cracked Slab Analysis. 2021
- [10] 周立浪, 陈梦龙, 扶长生. 双向板裂缝及长期开裂挠度的有限元非线性分析[J]. 建筑结构, 2021, 51 (Zhou Lilang, Chen Menglong, Fu Changsheng. FEM non-linear analysis of cracks and long-term crack deflection of two-way slab [J]. Building Structure, 2021, 51)
- [11] 徐金声, 薛立红. 现代预应力混凝土楼盖结构[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2013 (Xu Jinsheng, Xue Lihong. Modern prestressed concrete floor structure [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2013)
- [12] Computers & Structures Inc. Post-Tensioned Concrete Slab Design Manual for SAFE. 2021

第一作者简介: 郑翔(1990.03-), 男, 硕士, 工程师, 主要从事结构计算分析与设计软件的技术研发与支持。

联系电话: 027-87886890-809, 通信地址: 湖北省武汉市洪山区兆富国际大厦 12A08, 邮编 430071

基于 CiSDesigner 快速计算任意混凝土构件的正截面承载力

刘慧璇, 陈云波, 杨硕, 吕良, 李楚舒 (北京筑信达工程咨询有限公司, 北京 100043)

摘要: 根据我国现行混凝土结构设计规范, 任意混凝土截面的正截面承载力计算需通过极限状态设计方法完成。由于该计算方法较繁琐, 耗时过长, 很难运用于实际工程中。截面设计软件 CiSDesigner 基于一种快速生成 PMM 相关面的算法, 可比常规算法效率提高四到五个数量级, 完成任意混凝土构件的正截面承载力计算。本文通过某复杂工业建筑、某异形柱框架结构和某型钢混凝土柱正截面设计三个案例, 对比分析了市面上常见软件的配筋结果, 提出了一套更优的任意混凝土构件正截面设计解决方案, 供实际工程参考。

Abstract: According to the current design code for concrete structure in China, the design capacity of arbitrary concrete normal sections should be calculated by the limit state design method. Because the traditional calculation method is tedious and time-consuming, it is difficult to be applied in practical engineering. The section design software CiSDesigner is based on an algorithm to quickly generate the PMM surface, which is four to five orders of magnitude more efficient than the traditional method, and can calculate the design capacity of arbitrary concrete normal sections. Through the design of three design cases: a complex industrial building, a special-shaped column frame structure and a steel-concrete column, this paper compares and analyzes the reinforcement results of common software in the market, and provides a new solution of design capacity calculation for an arbitrary concrete normal section.

关键词: 任意截面; 正截面承载力; PMM 相关面

Keywords: arbitrary sections; design capacity of normal section; PMM surface

1 引言

1931 年, 前苏联学者亚历山大·格沃兹捷夫提出钢筋混凝土的极限平衡法。1938 年, 前苏联颁布了第一本采用极限强度理论的设计规范, 改变了钢筋混凝土设计长期采用允许应力法的历史。1956 年、1957 年美国 and 英国分别把极限强度设计作为可供选用的方法列入规范的附录, 后来又把极限强度设计方法列入规范正文, 而把允许应力法列入规范附录。我国早在 1950 年代就采用了极限强度方法, 并在 1960 年代制定了按极限强度理论的设计规范。极限强度理论符合钢筋混凝土的实际, 已被国际所公认。这个理论结合正常使用极限状态的验算, 发展成为完整的极限状态设计理论。

钢筋混凝土正截面极限承载力设计的实质就是: 在混凝土或钢筋的破坏准则确定的截面极限应变状态下, 通过材料的实际应力得到截面的内力, 这就是钢筋混凝土正截面的极限承载能力 (P_u 和 M_u)。根据钢筋混凝土自身特性, 混凝土的破坏准则是达到其极限压应变, 钢筋的破坏准则是达到其极限拉应变。

钢筋混凝土正截面极限承载力的三个基本假定为: 平截面假定; 混凝土材料的设计本构; 钢筋材料的设计本构。通过这三个基本假定, 加上平衡方程, 理论上可以解决任意复杂正截面从初始加载到极限状态的全过程, 通过加载过程来判定截面极限状态, 从而实现得到截面最终的极限承载力。

2 任意混凝土构件的正截面承载力计算方法

国内多本研究生教材均提出了图 1 所示的极限状态设计方法^[1-3]。具体步骤为：

(1) 对全截面进行单元划分，形成混凝土纤维和钢筋纤维；(2) 给定一个初始的轴力 P_0 ；(3) 令 ε_c 为某一从零开始的数值；(4) 假设某一受压区高度 x_n ，根据平截面假定和材料本构得到各纤维单元的应变、应力；(5) 通过迭代 x_n ，验算力的平衡方程，直到 $P=P_0$ ；(6) 根据平衡方程，求得弯矩 M 和曲率 φ ；(7) 逐步增大 ε_c ；(8) 重复步骤 (4)~(7)，直到 $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ ，这样就得到了轴力 P_0 的弯矩 M 和曲率 φ ；(9) 调整轴力值，重复步骤 (2)~(8)，这样就得到了完整的 PM 曲线；(10) 旋转重心轴，形成 PMM 曲面。

上述算法没有考虑到钢筋的破坏准则，即，忽略了钢筋的极限拉应变。目前美国 ACI 就是采用这种方法。我国混凝土设计规范附录 E^[4]给出的算法就明确了要同时考虑钢筋的破坏准则，相当于在上述的第 (8) 步中要同时考虑钢筋应变是否达到 $\varepsilon_s = \varepsilon_{su}$ 。因此规范的算法更全面更合理。(顺便指出，规范附录 E 中存在笔误，式(E.0.1-7)和 (E.0.1-8)中对 M_x 和 M_y 的定义写颠倒了。)

然而，无论是经典教材还是规范的计算方法，都涉及到：

(1) 实质在做加载“模拟”，也就是做出了全过程的加载数据。但是，从极限承载力设计的角度来讲，只关心最终极限状态的极限承载力，即 PM 曲线，而不关注大量的中间过程加载数据。

(2) 传统算法涉及到多次嵌套的循环和迭代，效率低。

采用上述方法的计算量大，比如一根常规柱子的 PMM 计算在普通电脑上大约需要几分钟，考虑工程设计实际问题，这将导致不可接受的计算时长。CiSDesigner 中实现了一套全新的快速计算方法^[5]：不关注加载过程，从截面的最终极限状态直接得到极限承载力，避免了循环与迭代，使得计算效率提升了四至五个数量级。给定配筋方案的柱 PMM 计算时间，从数分钟降到了数毫秒，可以满足实际工程设计的需要^[6]。CiSDesigner 生成的一条典型 PM 曲线如图 2 所示，截面极限状态的控制(或关键)应变线分布如图 3 所示。

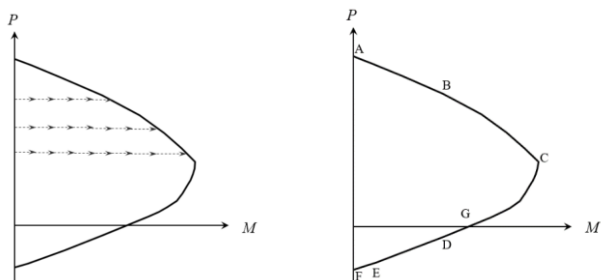


图 1 PM 相关线常规计算方法
Fig 1 Traditional PM curve calculation method

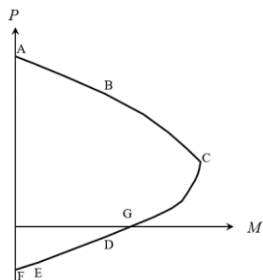


图 2 典型的 PM 曲线
Fig 2 Typical PM curve

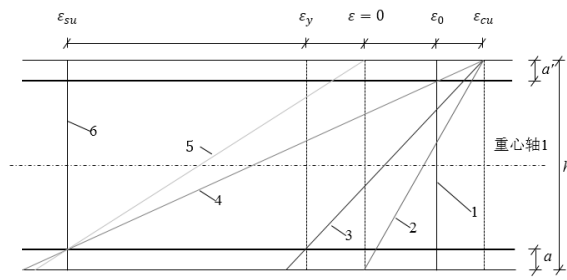


图 3 生成 PM 曲线的截面极限状态应变控制线
to generate PM curve

上述算法可以得到 PM 曲线，不涉及到任何的迭代和循环。

按照图 4 所示，应变面沿截面旋转一个角度，就能得到另一条 PM 曲线。360° 旋转，就能得到一个封闭完整的 PMM 包围面，如图 5 所示^[7]。根据弹塑性力学相关理论，PMM 相关面应为外凸曲面。

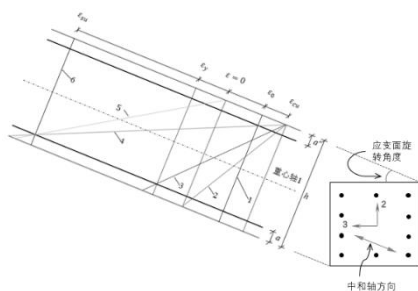


图 4 应变面沿截面旋转角度
Fig 4 The strain surface rotates along the cross section

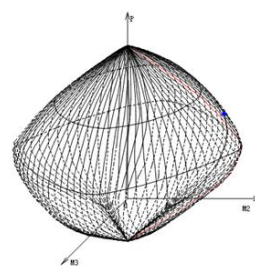


图 5 PMM 相关面
Fig 5 PMM surface

相比于目前常用的构件验算软件, CiSDesigner 有以下四个优势: (1) 采用独创的 PMM 算法, 高效完成正截面承载力计算; (2) 操作简便, 内置符合中国规范的材料本构和设计的要求; (3) 支持 ETABS、SAP2000 工程模型的导入, 可一键自动导入所有的截面类型、设计内力以及计算长度、抗震等级等相关信息, 并为每个构件提供多种配筋方案; (4) 支持的截面类型众多, 有矩形/圆形/工字型等普通钢筋混凝土柱截面、L 形/T 形/十字形/Z 形等异形钢筋混凝土柱截面、型钢混凝土柱截面、矩形/T 形梁截面、一字形剪力墙截面、任意形状的柱截面类型。

本文将通过三个案例展示 CiSDesigner 的正截面承载力计算功能。

3 CiSDesigner 在实际工程中的应用

本节将以某复杂工业建筑、某异形柱框架结构和某型钢混凝土柱正截面设计三个案例, 对比分析 CiSDesigner 与市面上常见软件的配筋结果。

3.1 某复杂工业建筑设计

示例模型为一个复杂的工业建筑, 该建筑为混凝土框架-剪力墙结构, 混凝土柱共 557 根, 抗震等级为一级, 混凝土强度等级为 C35, 纵向受力钢筋为 HRB400, 模型中考虑恒、活、风、车辆移动荷载以及地震作用等工况, 设计的荷载组合共 84 个。

原模型采用 SAP2000 进行柱的正截面承载力校核分析。采用 SAP2000 进行混凝土柱的正截面设计时, 需面对 SAP2000 程序只输出正截面配筋总面积的窘境, 无法生成具体的配筋方案。此外, 在设计构件前, 需在 SAP2000 中定义柱截面的布筋方式, 且无法将角筋与中部钢筋指定为不同的直径, 该布筋方式与最终输出的配筋总面积密切相关。

以某混凝土柱为例, 若基于配筋总面积, 采用与原先定义的布筋方式不同的配筋方案, 如图 6 所示, 再使用 CiSDesigner 软件进行校核, 会发现承载比为 1.005, 超过限值。实际工程中, 工程师依据有限的经验, 无法提前预估柱截面的布筋形式, 这给工程师使用 SAP2000 进行柱截面设计带来一定的困难。

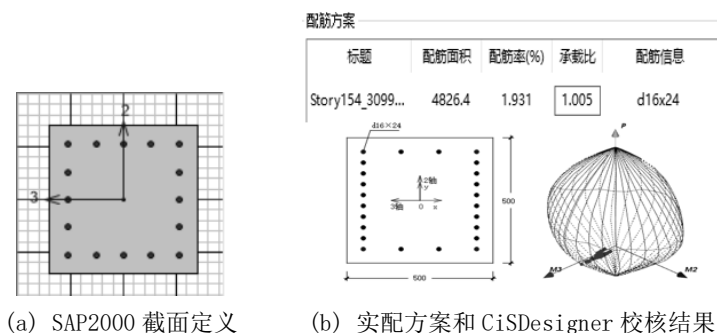


图 6 某混凝土柱

Fig 6 Example of a concrete column

标题	配筋面积	配筋率(%)	承载比	配筋信息
Story025_469...	7364.8	1.052	0.955	d20x4 d18x24
Story025_469...	7364.8	1.052	0.967	d20x4 d18x24
Story025_469...	7364.8	1.052	0.980	d20x4 d18x24
Story025_469...	7364.8	1.052	0.994	d20x4 d18x24
Story025_469...	7372.2	1.053	0.976	d28x4 d25x10
Story025_469...	7453.2	1.065	0.971	d18x4 d16x32
Story025_469...	7453.2	1.065	0.981	d18x4 d16x32

图 7 CiSDesigner 配筋方案

Fig 7 Reinforcement solutions of CiSDesigner

为解决以上面临的工程难题, 使用截面设计软件 CiSDesigner 读取 SAP2000 模型中柱子截面及其设计内力, 无需预估布筋形式, CiSDesigner 自动生成多种符合规范构造和承载力要求的配筋方案供用户选择, 部分方案如图 7 所示。

其最优配筋方案与 SAP2000 基于初定的布筋方案得到的部分柱配筋结果如表 1 和图 8 所示。

从配筋结果可以看出, 由于 CiSDesigner 软件在设计构件时灵活调整布筋方案, 且角筋和中部钢筋分别考虑, 得到的配筋面积相对于 SAP2000 实配方案面积可降低 4.7%~25.7%。无论是构造配筋还是非构造配筋的柱截面, 通过 CiSDesigner 读取 SAP2000 中柱的设计内力得到的配筋方案, 在满足承载比、规范要

求的前提下，正截面配筋总面积可以更小，使用钢筋量更省。

表 1 CiSDesigner 与 SAP2000 配筋方案对比

Table 1 Comparison of reinforcement between CiSDesigner and SAP2000

柱编号	柱的截面	a. CiSDesigner 配筋方案(mm ²)	b. SAP2000 实配方案(mm ²)	配筋面积误差(b-a)/b(%)
01	500×500	d22×4+d20×10=4662.4	d20×16=5027.2	7.3
02	600×1600	d18×40=10180	d22×34=12923.4	21.2
03	700×700	d16×26=5228	d20×20=6284	16.8
04	1000×700	d20×4+d18×24=7364.8	d22×22=8362.2	11.9
05	1600×800	d25×4+d22×42=17927.8	d32×30=24126	25.7
06	500×500	d18×4+d16×10=3029	d16×16=3217.6	5.9

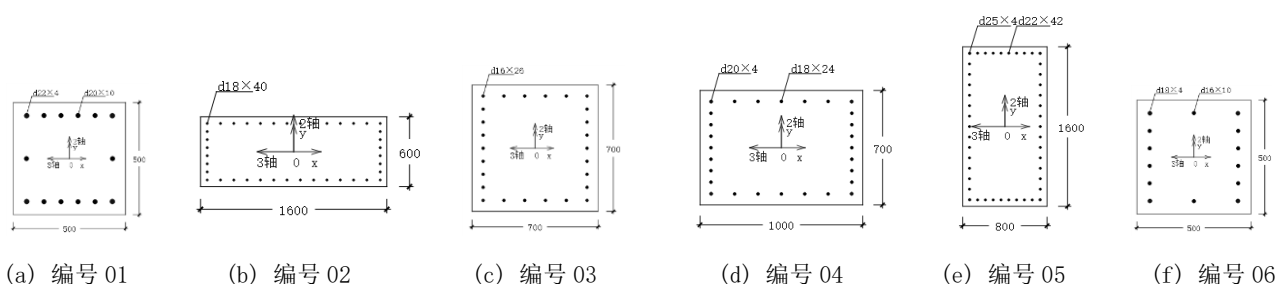


图 8 CiSDesigner 配筋简图

Fig 8 Reinforcement Figure of CiSDesigner

3.2 某异形柱框架结构配筋设计

目前市面上有多款软件可完成异形柱结构的配筋设计，如 PKPM、ETABS、CiSDesigner。三款软件都可以按上述公式完成异形柱的配筋设计，但存在异同。其中，PKPM 中独立完成结构分析与设计，执行了《混凝土异形柱结构技术规程》（以下简称《异形柱规程》）^[8]的构造要求，但地震作用设计值仅考虑（+P，+M_x，+M_y）和（-P，-M_x，-M_y）两种^[9]，取值有待进一步探讨；ETABS 中的柱均按双偏压设计，地震组合下设计内力为（±P，±M_x，±M_y）这 8 种情况，考虑了大偏压起控制作用的情况，保证了设计内力的安全性，但需要用户提前指定配筋比例，且无法执行《异形柱规程》的构造要求，如柱肢和柱中心应分别形成配筋区域，钢筋最大直径 25mm、最小直径 14mm，纵筋一、二、三级抗震最大间距 200mm、四级抗震最大间距 250mm，非抗震最大配筋率 4%，抗震最大配筋率 3%，最小配筋率 0.8%等；CiSDesigner 则是接力 ETABS 或 SAP2000 的设计内力，采用独特的 PMM 快速算法、根据异形柱规程对截面各肢分区配筋设计，提供了多种满足规程构造要求的配筋方案供工程师选用。

示例钢筋混凝土异形柱框架结构共 7 层，层高 3m，平面图如图 9 所示。丙类建筑，抗震设防烈度为 8 度（0.2g），地震影响系数最大值 $\alpha=0.08$ 。边梁截面尺寸为 250×500mm，其余框梁截面均为 250×400mm。楼板厚 100mm。包含了 L 形、T 形和十字形的异形柱，肢厚均为 250mm，肢高 500mm。混凝土柱强度等级 C45，梁板均为 C30，主筋采用 HRB400，箍筋用 HPB300。楼板上均布恒载 5kN/m²，均布活载 2kN/m²。分别考虑 X、Y 两个方向的地震作用，考虑偶然偏心 0.05。

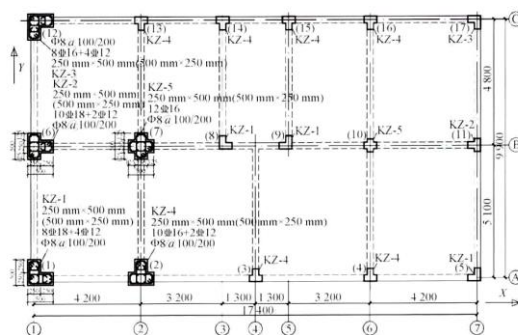


图 9 结构平面布置

Fig 9 Structure Layout

该结构分别采用 PKPM 和 ETABS 建模分析，两款软件的有限元实现方式不同，导致构件内力有部分差异，但总体差异不大。通过 ETABS 将异形柱截面与内力导入 CiSDesigner 后，在 CiSDesigner 中调整截面各肢与中心区域的布筋形式、钢筋直径范围。

CiSDesigner 将根据各构件局部坐标轴的内力,按异形柱规程计算构件承载力,遵循异形柱规程 6.2.3、6.2.4、6.2.5、6.2.6 相关构造规定^[8],输出多个优选配筋方案。

将单向地震作用下 CiSDesigner 中异形柱的最优方案和 PKPM 的实配结果进行对比,部分柱配筋结果如表 2 和图 10、11 所示,配筋差值按“(CiSDesigner-PKPM)/PKPM”计算:

表 2 单向地震作用下 CiSDesigner 与 PKPM 配筋结果对比

Table 2 Comparison of Reinforcement Results under Single Earthquake Motion

编号	柱截面	配筋方案对比		实配面积对比 (mm^2)		
		CiSDesigner	PKPM	CiSDesigner	PKPM	差值
1	STORY1-L 形-角柱 1	d22 \times 12+d12 \times 4	d25 \times 12+d12 \times 4	5013.6	6343.2	-20.96%
2	STORY1-L 形-角柱 2	d18 \times 16	d25 \times 10+d12 \times 4	4072	5358.4	-24.01%
3	STORY1-T 形-边柱 1	d16 \times 14	d18 \times 10+d12 \times 2	2815.4	2771.2	1.59%
4	STORY1-T 形-边柱 2	d14 \times 15	d20 \times 10+d12 \times 2	2308.5	3368.2	-31.46%
5	STORY1-十字形-中柱	d16 \times 12	d16 \times 12	2413.2	2413.2	0.00%
6	STORY6-L 形-角柱 1	d14 \times 12	d18 \times 8+d12 \times 4	1846.8	2488.4	-25.78%
7	STORY4-T 形-边柱 1	d14 \times 15	d18 \times 10+d12 \times 2	2308.5	2771.2	-16.70%

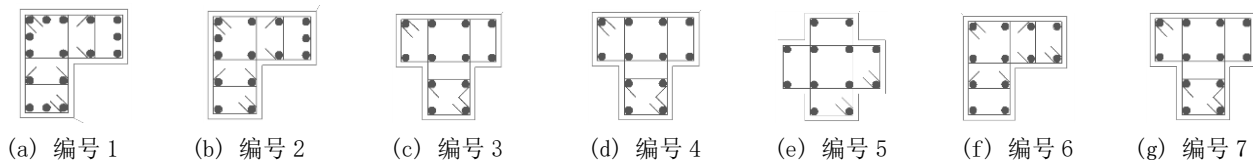


图 10 单向地震作用下 PKPM 配筋简图

Fig 10 Reinforcement Figure of PKPM under Single Earthquake Motion

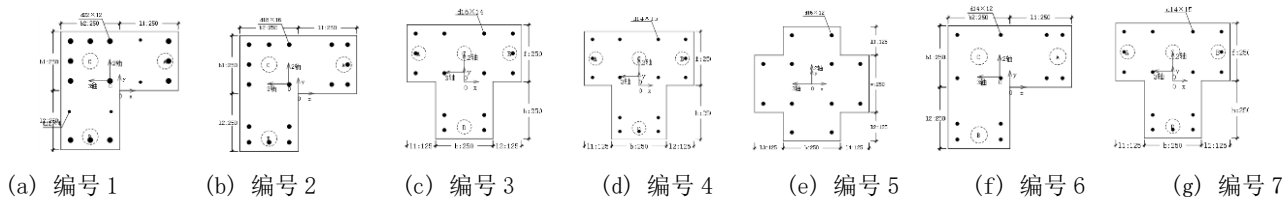


图 11 单向地震作用下 CiSDesigner 配筋简图

Fig 11 Reinforcement Figure of CiSDesigner under Single Earthquake Motion

可以发现, CiSDesigner 的实配钢筋面积几乎均比 PKPM 小,最大节约配筋面积达 31%,普遍节约配筋面积超过 20%。差值约在 20%~30%之间。CiSDesigner 配筋结果更加节省的原因在于,在满足最大配筋率、最小配筋率及钢筋间距相关的构造要求的基础上, CiSDesigner 更加充分的利用钢筋的承载力。以柱 2 为例,分析发现, PKPM 采用的实配方案是“10d25(纵向受力筋)+4d12(构造钢筋,不参与承载力计算)”,而 CiSDesigner 采用的实配方案是“16d18(纵向受力筋)”,充分利用纵向受力钢筋的承载力,无需额外配置构造钢筋便可满足二级抗震等级下纵筋间距不宜大于 200mm 的构造需求,达到了钢筋面积最优化。

唯一存在 CiSDesigner 的配筋大于 PKPM 的构件是柱 3,这是 ETABS 的内力略大于 PKPM 导致的。ETABS 中考虑了地震组合下设计内力 ($\pm P$, $\pm M_x$, $\pm M_y$) 共 8 种情况,该构件的控制内力 (P , M_x , M_y) 为 (828.74kN, 22.76kN·m, -293.41kN·m), PKPM 中控制内力为 (815.66kN, 10.25kN·m, -287.93kN·m), ETABS 的计算配筋较 PKPM 的计算配筋增加了约 6%,而 CiSDesigner 的实配面积仅比 PKPM 增加约 1%,同比来看, CiSDesigner 仍然可以得到更优的配筋结果。

3.3 某型钢混凝土柱配筋设计

以一个十字形的型钢混凝土柱为例,柱截面尺寸为 1000mm \times 1000mm,采用 C30 混凝土、Q345 级型钢和 HRB400 级纵筋。型钢的截面尺寸为 450mm \times 590mm \times 20mm \times 20mm,纵筋直径为 24mm、20mm,纵筋至截面边缘的距离为 50mm,具体参数如图 12 所示。

分别取 $P=17000\text{kN}$ 、 4000kN 、 -6000kN 计算型钢混凝土柱在小偏压、大偏压、大偏拉受力状态下的正截面受弯承载力。根据《组合结构设计规范》^[10]6.2.3 条，配置十字形型钢的型钢混凝土偏心受压框架柱，其正截面受压承载力计算中可折算计入腹板两侧的侧腹板面积，按照规范 6.2.3 式计算得到等效腹板的厚度为 46mm ，根据规范 6.2.2 条可计算得到其受弯承载力。需要注意的是，规范公式默认侧向钢筋达到了屈服强度 f_y ，这将导致计算的内力与实际不同。规范公式算法、CiSDesigner 和 XTRACT 计算同样轴力下的受弯承载力如表 3 所示。对比三种计算方法绘制的完整 PM 曲线，如图 13 所示。

表 3 各受力状态下的承载力对比

		型钢混凝土柱正截面的受弯承载力 $M(\text{kN}\cdot\text{m})$				
轴力 (kN)	受力状态	A: CiSDesigner	B: XTRACT	(B-A)/A	C: 规范法	(C-A)/A
17000	小偏压	3772	3823	1.4%	3122	-17.2%
4000	大偏压	4763	4806	0.9%	4951	3.9%
-6000	大偏拉	4088	4224	3.3%	3163	-22.6%

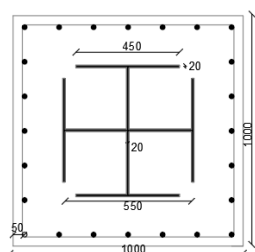


图 12 型钢混凝土柱截面

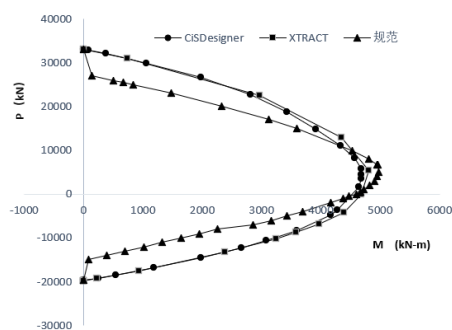


图 13 型钢混凝土柱的 PM 曲线

Fig 12 Steel reinforced concrete column section

Fig 13 PM curve of steel reinforced concrete column

从表 3 和图 13 可以看出，三种受力状态下 CiSDesigner 与 XTRACT 的结果均吻合较好。当处于小偏压状态时，规范公式结果过于保守；当处于大偏压状态时，规范公式的结果偏不安全；当处于大偏拉状态、小偏拉状态时，规范法计算的结果均明显小于后两者的结果，规范公式过于保守，与文献[11]中结论一致。

分析规范公式法计算的型钢混凝土构件正截面承载力与 CiSDesigner 程序结果的偏差，主要原因为型钢截面实际的应力不是规范公式法中假定的全截面应力均达型钢抗拉强度 f_a ，次要原因有以下几点：规范公式中计算用到的型钢混凝土截面未扣除型钢、钢筋与混凝土重叠的面积；十字形型钢按照规范公式等效为工字钢较粗糙；截面上侧钢筋默认假定达到屈服强度 f_y 。

4 总结

实际工程中结构形式复杂程度不一，构件截面类型也存在多样性，包括截面不规则性、型钢截面多样、型钢偏置等，简化的公式算法无法得到准确的计算结果，CiSDesigner 实现了一套全新的混凝土构件正截面承载力快速算法，相比于传统的正截面极限状态设计算法，无需加载和迭代计算，从截面的最终极限状态直接得到极限承载力，数分钟即可得到成百上千根混凝土构件的正截面承载力计算结果，并为每根构件提供多种配筋方案。

CiSDesigner 内置满足我国规范的材料本构和设计要 求，基于 ETABS 和 SAP2000 强大的分析功能，接力得到准确的构件设计内力，通过独创的算法快速生成 PMM 曲面，提供若干更合理的布筋方案。本文通过三个案例展示了其在任意混凝土构件正截面承载力计算的应用：对于普通矩形混凝土柱，CiSDesigner 可接力 SAP2000 或 ETABS 提供多种更合理更经济的配筋方案，耗时较常规软件更短；对于异形柱，

CiSDesigner 内置了异形柱规程要求的材料本构和构造要求,相比于市面上常用的设计软件,更充分利用纵向受力钢筋,配筋方案更优,省用钢量;对于型钢混凝土柱,规范公式算法导致在大偏压状态下规范算法得到的正截面承载力偏不安全,而其他受力状态下过于保守,CiSDesigner 计算的正截面承载力结果与 XTRACT 吻合,且计算效率更高。

总之,CiSDesigner 具备计算速度高效、截面配筋经济、配筋方案多样的特点,可作为广大工程师进行任意混凝土构件正截面承载力验算的一种手段。

参考文献

- [1] 过镇海. 钢筋混凝土原理(第3版)[M]. 北京:清华大学出版社, 2013 (Guo Zhenhai. Reinforced concrete theory and analysis [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2013)
- [2] 赵国藩. 高等钢筋混凝土结构学[M]. 北京:机械工业出版社, 2012 (Zhao Guofan. Advanced reinforced concrete structure [M]. Beijing: China Machine Press, 2012)
- [3] 江见鲸, 李杰, 金伟良. 高等混凝土结构理论[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2007 (Jiang Jianjing, Li Jie, Jin Weiliang. Advanced concrete structure theory [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2007)
- [4] GB 50010-2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2010 (GB 50010-2010 Code for design of concrete structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010)
- [5] 李楚舒. 结构分析与设计的两个优化算法[R]. 武汉: 第一届土木工程计算与仿真技术学术会议报告, 2019.5 (Li Chushu. Two optimization algorithms for structural analysis and design [R]. Wuhan: 1st Academic conference of computing and simulation technology in civil engineering. 2019.5)
- [6] 北京筑信达工程咨询有限公司. CiSDesigner v1.7.0 软件技术说明书[R]. 2018. (Beijing CIS Engineering Consulting Co., Ltd. CiSDesigner v1.7.0 Technical Notes[R]. 2018)
- [7] 李楚舒. 钢筋混凝土构件正截面极限承载力计算的快速方法: CN 104699988 A [P]. 2017-07-21 (Li Chushu. A fast method for calculating the ultimate bearing capacity of normal section of reinforced concrete member: CN 104699988 A [P]. 2017-07-21)
- [8] JGJ 149-2017 混凝土异形柱结构技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2017 (JGJ 149-2017 Code for design of composite structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017)
- [9] 北京构力科技有限公司. PKPM V5 软件说明书[R]. 2019, 11 (Beijing Glory PKPM Technology Co.,Ltd. PKPM V5 Software document[R]. 2019, 11)
- [10] JGJ 138-2016 组合结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2016 (JGJ 138-2016 Code for design of composite structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016)
- [11] 傅剑平, 陈茜, 张川, 唐锦蜀, 赵仕兴. 工字型钢筋混凝土偏心受拉构件正截面承载力计算[J]. 建筑结构学报, 2017, 38(02):90-98 (Fu Jianping, Chen Xi, Zhang Chuan, Tang Jinshu, Zhao Shixing. Calculation for ultimate flexural capacity of eccentrically tensioned SRC members with embedded I-shaped steel [J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(02):90-98)

第一作者简介: 刘慧璇(1993.10-), 女, 硕士, 助理工程师, 主要从事建筑结构分析相关工作。联系电话: 010-68924600-204, 通信地址: 北京市石景山区古盛路 36 号院泰然大厦 408, 邮编 100043

筑信达 DC 隔震设计软件的隔震解决方案

吴文博, 徐志, 刘慧璇, 杨硕, 芮继东, 李楚舒 (北京筑信达工程咨询有限公司, 北京 100043)

摘要: 随着《建筑隔震设计标准》(GB/T 51408-2021)的推出, 隔震结构的设计迅速成为了工程师关注的热点。筑信达 DC 隔震设计软件也给出了整套的隔震设计解决方案, 采用反应谱法进行分析设计、随机模拟法进行校准, 以及时程分析法进行校核, 并依据设计结果, 快速生成大震弹塑性模型。DC 可以实现基于迭代的反应谱分析, 但是由于反应谱分析在解决隔震设计时仍然存在一些问题, 因此引入了随机模拟法, 随机模拟法依据规范反应谱生成统计意义上完全等效的大量人工模拟地震波 (不少于 500 条), 并采用非线性时程分析直接求解, 用非线性分析得到的平均剪力校准反应谱结果, 使得反应谱分析仅作为一个载体, 本质上不依赖于采用何种等效方法以及使用实模态或复模态进行反应谱分析。DC 的选波工具和波库可以帮助用户快速进行选波, 用于时程分析校核。DC 可以依据随机模拟法校准或时程分析校核后的结果进行设计、出图以及用钢量统计, 并可以依据施工图快速生成弹塑性模型。

Abstract: With the introduction of the “Standard for seismic isolation design of building” (GB/T 51408-2021), the design of seismic isolation structures has quickly become a hot spot for engineers. CIS DC seismic isolation design software also gives a complete set of seismic isolation design solutions, using response spectral method for analysis and design, Monte Carlo Simulation Method for calibration, and time history analysis method for verification, and according to the design results, quickly generate a elastoplastic model. DC can achieve iteration-based reaction spectrum analysis, but because the reaction spectrum analysis still has some problems in solving the seismic isolation design, the Monte Carlo Simulation Method is introduced, and the Monte Carlo Simulation Method generates a large number of manually equivalent artificial simulated seismic waves (not less than 500) in the statistical sense according to the standard response spectrum, and directly solves with nonlinear time history analysis, and the average shear force obtained by nonlinear analysis is calibrated the reaction spectrum results, so that the response spectrum analysis is only used as a carrier. It is essentially independent of the equivalent method used and the use of real or complex mode response spectral analysis. DC’s wave-picking tools and wavebanks help users quickly perform wavescouts for time history analysis checking. DC can design, draw and steel consumption statistics based on the results of Monte Carlo Simulation Method calibration or time history analysis verification, and can quickly generate elastoplastic models based on construction drawings.

关键词: 筑信达 DC 隔震设计软件; 隔震结构; 随机模拟法

Keywords: CIS DC seismic isolation design software; isolation building; Monte Carlo Simulation Method

1 引言

近年来, 国家大力推广隔震技术的应用, 并出台了一系列相关政策。2021 年 9 月 1 日实行的《建设工程抗震管理条例》中强制高烈度地震区学校、医院等人员密集公共建筑采用减隔震技术进行设计, 这使得减隔震技术得到了进一步的推广。与此同时, 随着《建筑隔震设计标准》(GB/T 51408-2021) (以下简称“新隔标”)^[1]的推出, 隔震结构的设计迅速成为了工程师关注的热点。

筑信达 DC 隔震设计软件(后简称“DC”)是由北京筑信达工程咨询有限公司开发的一款针对隔震结构全流程设计的软件,其依托 ETABS 的强大分析能力,可快速的布置隔震支座,采用反应谱法进行分析设计、随机模拟法进行校准,以及时程分析法进行校核,以及大震弹塑性分析,具体解决方案的流程参见图 1。

工程师熟悉反应谱分析,易于判别反应谱分析的计算结果,所以反应谱分析仍然是隔震设计

的主要手段。但是由于反应谱分析存在着一些不可避免的局限性,DC 隔震设计软件同时提供了随机模拟法对反应谱分析结果进行校准。随机模拟法假定更少,更趋于真实,计算结果精度更高,所以采用随机模拟法对反应谱的分析结果进行校准是必要的。软件还可以根据规范要求,通过选波工具选出合适的天然波和人工波,进行时程补充验算,此时会将校准后的反应谱分析结果与时程分析的结果进行包络,最终用于构件设计。构件设计完成后,软件还可以一键生成弹塑性模型,进行最后的大震弹塑性时程分析。

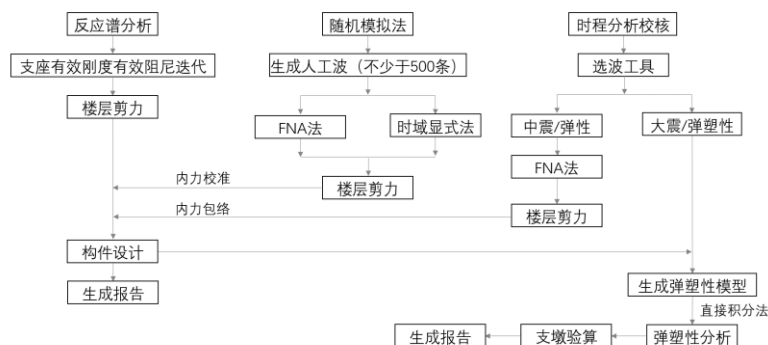


图 1 筑信达 DC 隔震设计软件隔震设计方案

Fig 1 Isolation building design scheme of CiS DC

2 反应谱法在隔震结构中应用与实现

依据新隔标 4.2.2 条,应按不同地震烈度作用时的设计反应谱进行迭代确定各个隔震支座的有效刚度与有效阻尼值。目前 DC 隔震设计软件中可实现上述迭代,其有效刚度与有效阻尼的计算按下述公式确定。

隔震支座的有效刚度值为:

$$K_e = F_d / x_d \quad (1)$$

隔震支座的有效阻尼值为:

$$C_e = \frac{E_H}{\pi \omega x_d^2} \quad (2)$$

$$E_H = 4(x_d - x_y)(1 - \alpha) F_y \quad (3)$$

式中:

F_d ——隔震器的出力; F_y ——隔震器的屈服力

x_d ——隔震器的位移; x_y ——隔震器的屈服位移; α ——隔震器屈服后刚度与屈服前刚度的比值

上述等效方式虽然经典,但是考虑的因素也较少,例如无法考虑地震动特性、场地特性等因素,文献[2]中汇总了 14 种隔震支座的等效线性化方法,并进行了比较,这 14 种方法得到的等效阻尼和等效周期如图 3 所示,可以看出,不同方法的等效阻尼和等效周期随支座延性的变化规律都有很大区别。

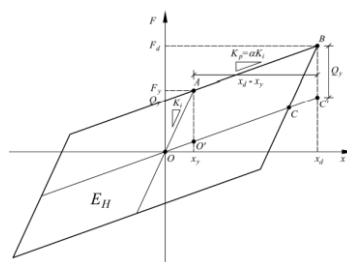


图 2 隔震支座有效刚度与有效阻尼的确定

Fig 2 Determination of effective stiffness and effective damping of the isolator

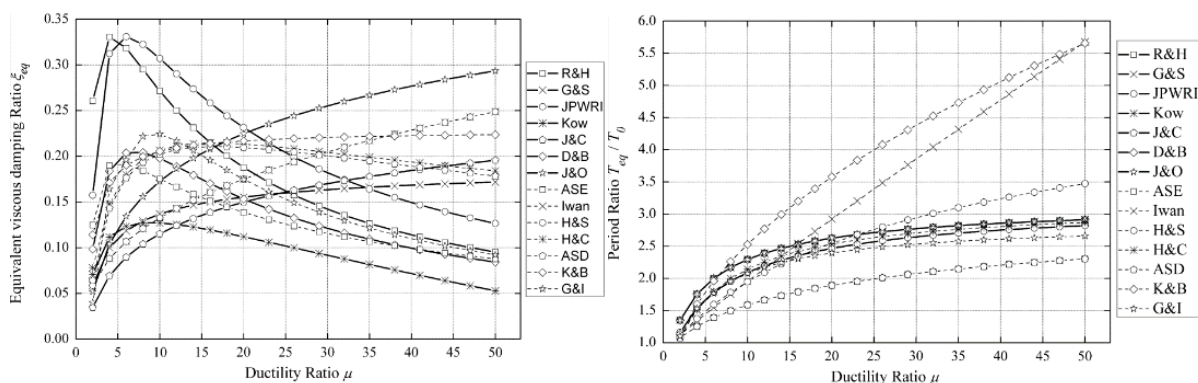


图3 不同延性比下，隔震支座的等效阻尼和等效周期

Fig 3 Equivalent damping and equivalent period of the isolator under different ductility ratios

目前 DC 所采用的等效方法是 R&H 法，而文章中推荐的是 G&I 和 D&B 方法。与 G&I 和 D&B 方法相比，R&H 法的阻尼比在隔震支座延性较小时相对偏大，在隔震支座延性较大时比较接近；在等效周期上则差异不大。

3 复模态反应谱方法存在的问题

复模态叠加时程法可以很好的解决非比例阻尼在时域上的求解问题^[3]，但是将复模态应用到反应谱法中仍存在一些问题：

1) 复模态方法比较复杂，结构工程师难以直观理解复模态的物理含义，对复模态分析的结果很难进行概念性判断。

2) 反应谱理论通常假定地震作用为平稳的随机过程，并且假定结构总响应峰值系数与各阶振型峰值响应系数相等，这本身就会引入一定的误差^[4]，而这些误差同样存在于复模态反应谱法中。

3) 反应谱方法严重依赖于结构的周期与阻尼，因此等效方法的确定显得非常重要。在本文第 2 节中已经对此有所讨论，由于不同的等效方法考虑了地震动特性、场地特性等因素，其等效的结果差异很大。

4) 结构在非弹性变形中的能量耗散模拟成等效粘滞阻尼，通常是不令人满意的，等效线性化无法真实体现高度非线性隔震结构的真实响应^[3]。

5) 反应谱函数的准确性是反应谱方法至关重要的一环，根据反应谱法理论，反应谱应当采用伪加速度谱，而非是绝对加速度谱，前者与质量的乘积是结构的弹性恢复力，后者与质量的乘积为总惯性力，后者较前者额外增加了阻尼力项。由于新隔标中反应谱采用的是绝对加速度谱，并非伪加速度谱，这在小阻尼比下误差很小，但在对于长周期、大阻尼体系误差会很大，因此对隔震结构而言采用绝对加速度谱是不合适的。

此外规范反应谱一般都是给出 5% 的标准反应谱，通过阻尼调整系数获得其它阻尼下的反应谱，而相关的阻尼调整公式一般只适用于 3%~7% 的情况。且不同规范所给出的阻尼调整系数也不尽相同，例如新隔标与广东省标准 DBJ/T 92-15-2021《高层建筑混凝土结构技术规程》^[5]（以下简称广东高规）之间就有很大差别，还有一些学者也提出了一些其他公式，如 Newmark&Hall 公式和秋山宏公式。

Newmark&Hall 公式：

$$\frac{S_{a\xi_2}}{S_{a\xi_1}} = \frac{0.42 - 0.41 \ln \xi_2}{0.42 - 0.41 \ln \xi_1} \quad (4)$$

秋山宏公式：

$$\frac{S_{a,\xi_2}}{S_{a,\xi_1}} = \frac{1+3\xi_1+1.2\sqrt{\xi_1}}{1+3\xi_2+1.2\sqrt{\xi_2}} \quad (5)$$

为了直观的比较这些方法的差别，我们以设防烈度 8 度，II 类场地，地震分组为第二组为例，比较阻尼对反应谱函数的衰减情况，如表 1 所示。

表 1 不同算法下阻尼对反应谱函数的衰减情况

Table 1 Effect of damping on response spectral function under different methods

$S_a(T, \xi)$	新隔标	广高规	Newmark&Hall	秋山宏
$S_a(2s, 5\%)$	0.1057	0.1125	0.1057	0.1057
$S_a(2s, 20\%)$	0.0776	0.0629	0.0693	0.0702
衰减百分比	26.6%	44.1%	34.4%	33.6%
$S_a(3s, 5\%)$	0.0639	0.0643	0.0639	0.0639
$S_a(3s, 20\%)$	0.0496	0.0359	0.0419	0.0424
衰减百分比	22.4%	44.1%	34.4%	33.6%
$S_a(5s, 5\%)$	0.0463	0.0450	0.0463	0.0463
$S_a(5s, 20\%)$	0.0373	0.0277	0.0304	0.0308
衰减百分比	19.5%	38.5%	34.4%	33.6%

从表中可以看出，Newmark&Hall 方法与秋山宏方法，阻尼对反应谱函数的衰减百分比相当，在四种方法中居中；广东高规方法衰减的最多，而新隔标的方法衰减的最少。广东高规与新隔标中由阻尼比引起的反应谱函数的差别已经无法忽视。

6) 复模态反应谱法需要使用相对速度谱，由于目前规范中并未给出速度谱，所以常用伪速度谱代替速度谱^[6]，但是在 20% 阻尼比下，这种替代会引起较大的误差。在 20% 阻尼比时，速度谱与伪速度谱相差可能达到 50%。

7) 目前主流规范与主流结构设计软件均未采用复模态反应谱法。

4 随机模拟法

随机模拟法由华南理工大学苏成教授等人提出，现被广东高规采用。随机模拟法依据规范反应谱生成统计意义上完全等效的大量人工模拟地震波（不少于 500 条），并采用非线性时域显式随机模拟法（取响应平均峰值），之后依照随机模拟法计算得到的楼层剪力平均值校准反应谱方法的楼层剪力，计算得到楼层校准系数后再对构件内力进行调整，最后进行构件设计。基本流程参考图 4。



图 4 随机模拟法基本流程

Fig 4 Basic flow of Monte Carlo Simulation Method

目前 DC 可自动依据规范反应谱快速生成大量人工波，并生成相应的非线性时程工况，见图 5。

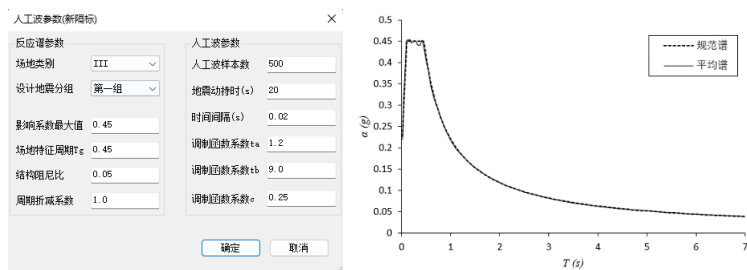


图5 DC 自动生成人工波

Fig 5 DC automatically generates artificial ground motion

DC 还提供了“FNA 法”和“时域显式法”两种非线性动力时程分析方法，这两种方法的计算结果具有非常好的一致性，见图 6。

随机模拟法采用了大量地震波进行时程分析，会导致分析时间相较于反应谱方法大幅增加，但是由于 FNA 法与时域显式法极高的分析效率，在工程实践中仍然是可以接受的。以下为某实际工程中随机模拟法的分析总时间：

某 16 层框剪结构，如图 7，长 127 米，宽 25 米，高 67 米。抗震设防烈度为 8 度，连接单元共 131 个，其中非线性连接单元 74 个。

机器配置：AMD Ryzen7 3700X，16G 内存。

随机模拟法采用人工波 500 条，人工波时长 20s，时间间隔 0.01，同时考虑 X 和 Y 两个方向共 1000 个工况。分析方法采用 FNA 法。计算总时长（含结果提取时间）：1 小时 42 分钟。

随机模拟法的优点在于不必进行等效线性化，直接采用非线性时程分析进行求解，最大程度地考虑了隔震结构的非线性行为；在人工模拟地震波时引入了均匀调制函数用于考虑地震动的非平稳特性；无峰值因子一致性假定等等。相比于反应谱法，随机模拟法可以提供更为准确的计算结果，所以 DC 隔震软件中采用了“层剪力”校准的方法，将反应谱的计算结果调整至与随机模拟法的计算结果相同。这样，反应谱分析仅作为一个载体，本质上不依赖于采用何种等效方法以及使用实模态或复模态进行反应谱分析。

5 算例对比

现以三个算例，对比新隔标下实模态反应谱分析、复模态反应谱分析以及随机模拟法分析的计算结果。

案例 A：某 7 层框架结构（含隔震层 8 层），抗震设防烈度为 9 度，设计基本地震加速度为 0.4g，设计地震分组为第三组，场地土类别为 II 类，模型如图 8。其中 X 向楼层剪力计算结果如图 9 所示。

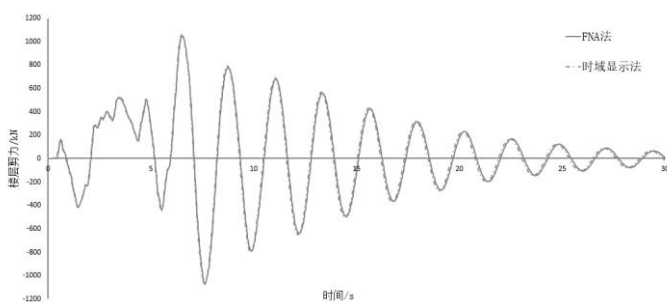


图6 某结构 FNA 法与时域显式法的基底剪力对比

Fig 6 Comparison of base shear of the FNA method and explicit time-domain method

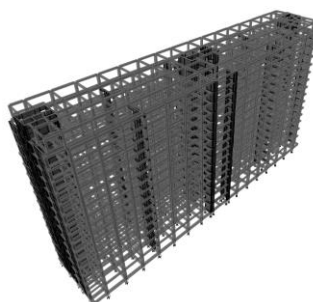


图7 某框剪结构 ETABS 模型

Fig 7 An ETABS model of wall-frame structure



图 8 模型 A 结构模型

Fig 8 Model A structural model

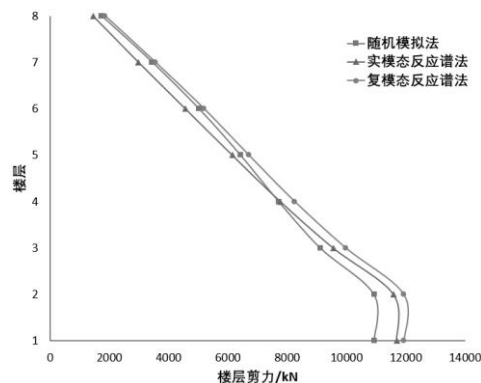


图 9 模型 A 楼层剪力计算结果

Fig 9 Shear force of the model A

案例 B: 某 16 层框剪结构, 抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度为 0.2g, 设计地震分组为第一组, 场地土类别为 III 类, 模型如图 10。其中 X 向楼层剪力计算结果如图 11 所示。

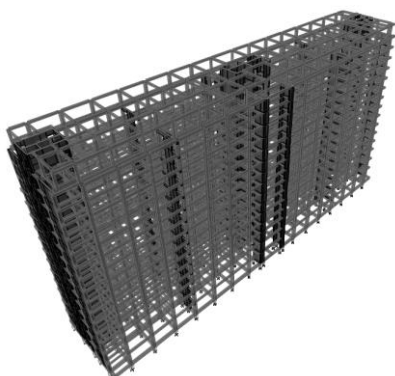


图 10 模型 B 结构模型

Fig 10 Model B structural model

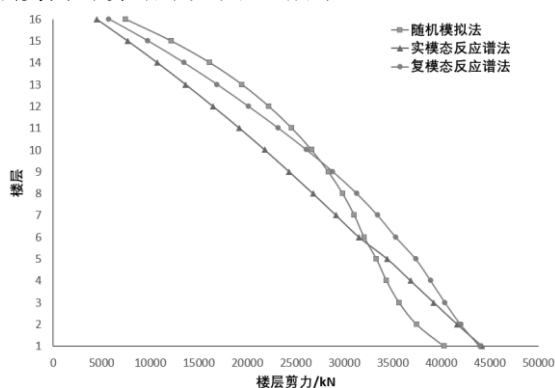


图 11 模型 B 楼层剪力计算结果

Fig 11 Shear force of the model B

案例 C: 某 15 层剪力墙结构 (含隔震层 16 层), 抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度为 0.2g, 设计地震分组为第二组, 场地土类别为 III 类, 如图 12。其中 X 向楼层剪力计算结果如图 13 所示。



图 12 模型 C 结构模型

Fig 12 Model C structural model

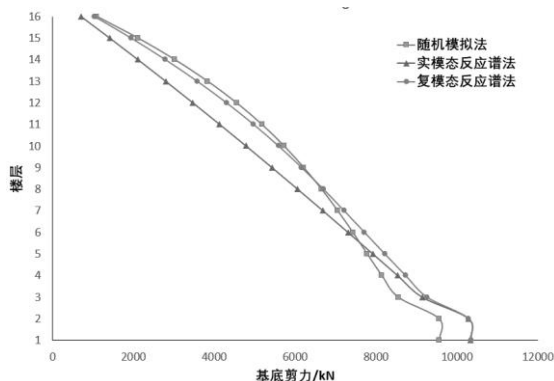


图 13 模型 C 楼层剪力计算结果

Fig 13 Shear force of the model C

从上面的三个案例可以看出:

1) 同一结构, 采用实模态反应谱法计算得到的基底处剪力与采用复模态反应谱法的基本相当, 而采用随机模拟法计算得到的基底剪力要小于其他两种方法。

2) 采用实模态反应谱法计算得到的各层楼层剪力呈直线型, 这与实振型第一阶质量参与系数很高 (通常到达 90% 以上), 且变形集中于隔震层有关。复模态反应谱法与随机模拟法的楼层剪力呈外凸的曲线状态, 而随机模拟法外凸更加明显, 有更多的高阶模态响应。

3) 对于高度不大的结构, 三种方法计算得到的各层楼层剪力差别不大, 使用实模态反应谱方法分析也是可行的。

6 时程分析校核

随机模拟法虽然能够很好的对反应谱法进行校准, 但是随机模拟法使用的是人工波, 并不能反映天然波的一些特性, 因此对于一些重要工程进行补充时程分析校核是非常必要的。时程分析校核一个很重要的部分在于选波, 对此新隔标 4.2.4 条中有详细的规定, 用户可通过 DC 隔震设计软件中的选波工具和波库选出满足这些条款的地震波。用户可以根据模型的反应谱信息、选波条件等由选波工具自动选出所需的地震波, 如图 14。



图 14 DC 选波工具

Fig 14 Wave Selection tool

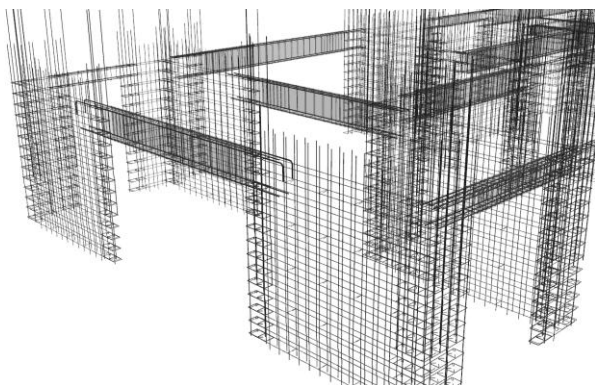
7 设计与施工图

DC 可以按照抗规、新隔标以及广东高规三种规范进行设计。用户可以在总信息和覆盖项中分别对结构整体和局部构件的设计参数进行调整。还可以在楼层设置 (如图 15) 中查看或修改剪力调整系数, 默认取随机模拟校准系数和时程包络系数的包络值, 也可以人为控制。DC 还可以依据设计结果绘制施工图及钢筋放样图 (如图 16), 并给出用钢量的统计结果。

楼层名称	层高 (m)	标高	底部加强区	X向地震力调整系数	Y向地震力调整系数
17	4.5	67.21	<input type="checkbox"/>	1.75	1.44
16	4.0	62.71	<input type="checkbox"/>	1.65	1.29
15	4.0	58.71	<input type="checkbox"/>	1.58	1.21
14	4.0	54.71	<input type="checkbox"/>	1.51	1.13
13	4.0	50.71	<input type="checkbox"/>	1.45	1.09
12	4.0	46.71	<input type="checkbox"/>	1.38	1.08
11	4.0	42.71	<input type="checkbox"/>	1.32	1.07
10	4.0	38.71	<input type="checkbox"/>	1.26	1.05
9	4.0	34.71	<input type="checkbox"/>	1.21	1.03
8	4.0	30.71	<input type="checkbox"/>	1.16	1.00
7	4.0	26.71	<input type="checkbox"/>	1.11	1.00
6	4.0	22.71	<input type="checkbox"/>	1.07	1.00
5	4.0	18.71	<input type="checkbox"/>	1.02	1.00
4	4.8	14.71	<input type="checkbox"/>	1.00	1.00
3	4.8	9.91	<input type="checkbox"/>	0.97	1.00
2	4.8	5.11	<input type="checkbox"/>	0.93	1.00
1	4.8	0.31	<input type="checkbox"/>	0.90	1.00

图 15 楼层剪力调整

Fig 15 Story shear modify



钢筋用量统计表

题号	楼层	构件	钢筋类型	重量 (kg)
T1	STORY2	柱	HRB400	10790.70
			HRB400	43024.63
		梁	HRB400	9851.37
			HRB400	53815.32
		小计	HRB400	9851.37
			HRB400	16177.26
T1	STORY3	墙	HRB400	9407.94
			HRB400	2930.58
		梁	HRB400	588.14
			HRB400	16765.51
		小计	HRB400	12338.51
			HRB400	15409.87
T1	STORY4	墙	HRB400	7464.59
			HRB400	2930.58
		梁	HRB400	588.14
			HRB400	15995.02
		小计	HRB400	10395.16
			HRB400	10395.16

图 16 钢筋放样与用钢量统计

Fig 16 Rebar lofting and steel quantity statistics

8 大震弹塑性分析

根据新隔标 4.3.3 条、4.6.6 条、6.2.1 条，隔震结构在进行罕遇地震时程分析验算时，要考虑上部结构与下部结构的非线性行为。DC 可读取隔震结构的配筋结果，自动生成大震弹塑性模型，其默认的非线性属性设置为：梁与连梁两端布置默认 M3 铰、柱两端布置 P-M2-M3 纤维铰、墙布置默认纤维墙铰（P-M3 纤维铰）、支撑跨中布置轴力铰，如图 17 所示。



图 17 DC 自动弹塑性模型转换

Fig 17 DC automatically generates an elastoplastic model

9 小结

本文介绍了筑信达 DC 隔震软件的隔震设计方案，即采用随机模拟法对反应谱法的层剪力进行校准，再辅以时程分析方法对设计结果进行校核的整体思路。这个方法对隔震结构的等效线性化方法及实模态或复模态的反应谱法都不敏感，换言之，采用随机模拟法对反应谱法进行校准，其最终结果不依赖于反应谱分析采用实模态还是复模态，以及等效线性化采用何种方法，尽可能避免了反应谱分析的局限性，能够真实地反映隔震结构在地震作用下的响应，同时可以方便地进行构件设计。并通过三个算例，对比了实模态反应谱法、复模态反应谱法以及随机模拟法三种方法下，隔震结构的楼层剪力的差异。同时 DC 软件有完备的设计功能和统计功能，还可以依据实配钢筋自动生成大震弹塑性模型，大大提高了建模效率。

参考文献

- [1] GB/T 51408-2021 建筑隔震设计标准[S]. 北京: 中国计划出版社, 2021 (GB/T 51408-2021 Standard for seismic isolation design of building [S]. Beijing: China Planning Press, 2021)
- [2] Tao L, Zordan T, Briseghella B, et al. Evaluation of equivalent linearization analysis methods for seismically isolated buildings characterized by SDOF systems [J]. Engineering Structures, 2014, 59: 619-634
- [3] Anil K. Chopra Dynamics of Structures (Theory and Applications to Earthquake Engineering) Fifth Edition[M]. 2020.
- [4] 黄志坚, 苏成, 谭平, 马海涛. 建筑隔震结构地震响应的层间剪力校准系数法[J]. 建筑结构学报, 2020, 41(08):58-67 (Huang Zhijian, Su Cheng, Tan Ping, Ma Haitao. Interstorey shear force calibration method for seismic analysis of isolated building structures [J]. Journal of Building Structures, 2020, 41(08):58-67)
- [5] DBJ/T 15-92-2021 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京:中国城市出版社, 2021 (DBJ/T 15-92-2021 Technical specification for concrete structures of tall building [S]. Beijing: China City Press, 2021)
- [6] 杨奎, 谭平, 陈华霆, 李晓磊. 隔震结构复振型分解反应谱方法研究[J]. 振动与冲击, 2022, 41(06):97-105 (Yang Kui, Tan Ping, Chen Huating, Li Xiaolei. Complex mode superposition response spectrum approach for isolated structure analysis[J]. Journal of Vibration and Shock, 2022, 41(06):97-105)

第一作者简介: 吴文博 (1984.07-), 男, 硕士, 工程师, 主要从事结构计算分析与结构软件的技术研发与支持。

联系电话: 18811046969, 通信地址: 北京市石景山区古盛路 36 号院泰然大厦 408, 邮编 100043

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。

相邻构件初始缺陷的差异

本案例主要介绍直接分析中，为何有些构件的初始缺陷值为零，介绍导致构件初始缺陷差异的原因。



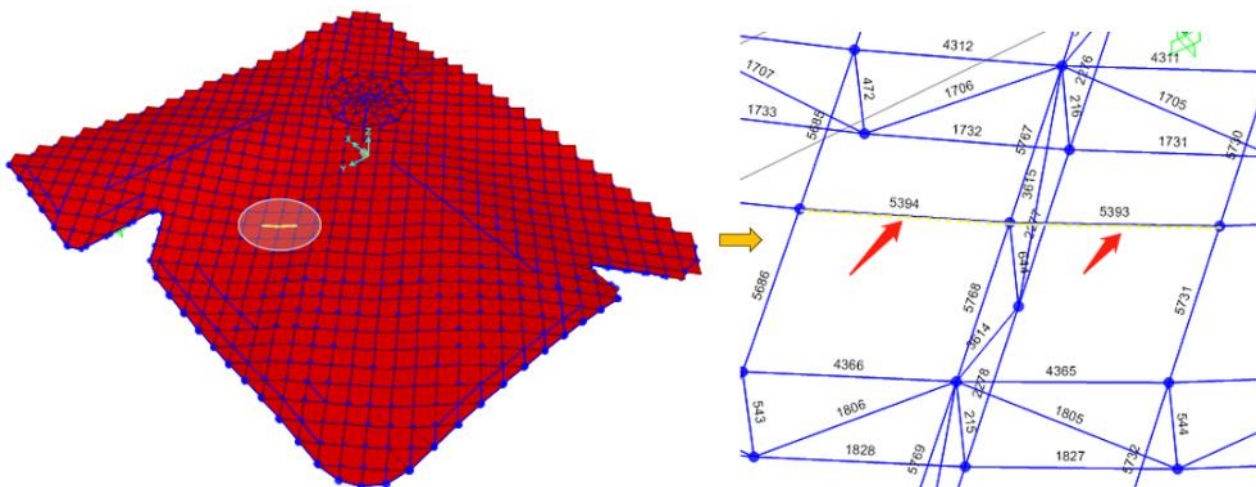
使用软件/SOFTWARE

SAP2000 V24.0.0



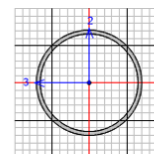
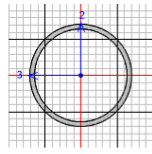
模型简介/MODEL

该模型为钢结构大跨度网架，分析方法采用直接分析法，相邻构件的局部放大图如下所示。



问题描述/PROBLEM

使用直接分析法进行设计，同一模型中的两根次梁，同样是框架的 J 端节点，查看设计细节时发现：框架单元 5393 的构件初始弯矩缺陷值 $e_0/L=1/350$ ，附加弯矩 M_a 很小且近似为零；框架单元 5394 的构件初始弯矩缺陷值 $e_0/L=0$ ，附加弯矩 M_a 为 0。两个框架 J 端的附加弯矩值可认为几乎都为零，但是其中一根框架的初始缺陷显示为 $1/350$ ，另一根框架的初始缺陷显示为 0。都是框架的端部，初始缺陷为何不一致，请问原因在哪？



Chinese 2018 STEEL SECTION CHECK (Details for Combo and Station) Units: KN, mm, C
 Element : **5393** Station Loc: **4541.3** Length : **4541.3**
 Section ID : 1-CL1-0245x10 Type: Sway Moment Frame Combo ID : [E111.3G+0.5E]h
 Orientation : Brace Design Eleme: Beam Anal. Method: Direct Analysis

A=7383. I33=51056280. W33=416786. z33=552593.333 I33=83.2
 J=102112560. I22=51056280. W22=416786. z22=552593.333 I22=83.2
 E=206. RLLF=1. Ae/A=0.9 fu=0.47 G=Q355
 fy=0.36 f =0.31 fv=0.18

SDG : II Gamma_RE : 0.75 Gamma_RE(S) : 1.
 Gamma_0 : N/A Seismic MF : 1. Dual Sys SMF : 1.
 Tall buildin: Yes Rolled Shap : No Gas Cut : Yes
 Two End Pinn: No Cantilever : No Top Loaded : Yes
 Flexo-Comp : Yes Ignore B/T : Yes Point Load : No
 Transfer Mem: No

Chinese 2018 STEEL SECTION CHECK (Details for Combo and Station) Units: KN, mm, C
 Element : **5394** Station Loc: **4511.9** Length : **4511.9**
 Section ID : 1-CL1-0219x8 Type: Sway Moment Frame Combo ID : [E111.3G+0.5E]h
 Orientation : Brace Design Eleme: Brace Anal. Method: Direct Analysis

A=5303. I33=29554328.7 W33=269902.5 z33=356338.667 I33=74.7
 J=59108657. I22=29554328.7 W22=269902.5 z22=356338.667 I22=74.7
 E=206. RLLF=1. Ae/A=0.9 fu=0.47 G=Q355
 fy=0.36 f =0.31 fv=0.18

SDG : II Gamma_RE : 0.75 Gamma_RE(S) : 1.
 Gamma_0 : N/A Seismic MF : 1. Dual Sys SMF : 1.
 Tall buildin: Yes Rolled Shap : No Gas Cut : No
 Flexo-Comp : Yes Ignore B/T : Yes Point Load : No
 Transfer Mem: No

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Factored	Combo	N	M33	M22	V2	V3
Factored [E111.3G+0.5E]h		-25.3	-31979.2	4361.	19.1	-2.1
Design [E111.3G+0.5E]h		-25.3	-31979.2	4361.	19.1	-2.1

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Factored	Combo	N	M33	M22	V2	V3
Factored [E111.3G+0.5E]h		14.5	8747.7	-4187.2	1.	1.9
Design [E111.3G+0.5E]h		14.5	8747.7	-4187.2	1.	1.9

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN

N-M33-M22 Demand/Capacity Ratio

Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	M33 Ratio	M22 Ratio	Status
Strength GB50017 8.1.1-2	0.175 =	0.009 +	0.164 +	0.022	OK
Stability GB50017 5.5.7-2	0.212 =	0.009 +	0.201 +	0.024	OK

Stress Ratios --- Governing Section GB50017 5.5.7-2

Force/Moment	Actual Stress	Allowable Stress	Ratio	Scale Factor	Scaled Ratio
Axial	-25.3	3.424E+03	0.31	0.011	0.8
Major Bending	-31979.2	0.09	0.31	0.252	0.8
Minor Bending	4361.	0.01	0.31	0.034	0.696

Moment Modification

Factored	Mf	Amplified	Imperfect	Additional	Adjusted	Design
Major Bending	-31979.2	-31979.2	1/350	8.039E-14	-31979.2	-31979.2
Minor Bending	4361.	4361.	1/350	4.017E-14	4361.	4361.

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN

N-M33-M22 Demand/Capacity Ratio

Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	M33 Ratio	M22 Ratio	Status
Strength GB50017 8.1.1-2	0.084 =	0.007 +	0.069 +	0.033	OK
Stability GB50017 5.5.7-2	0.092 =	0. +	0.085 +	0.035	OK

Stress Ratios --- Governing Section GB50017 5.5.7-2

Force/Moment	Actual Stress	Allowable Stress	Ratio	Scale Factor	Scaled Ratio
Axial	14.5	2.737E+03	0.31	0.009	0.8
Major Bending	8747.7	0.03	0.31	0.106	0.8
Minor Bending	-4187.2	0.02	0.31	0.051	0.696

Moment Modification

Factored	Mf	Amplified	Imperfect	Additional	Adjusted	Design
Major Bending	8747.7	8747.7	0	0	8747.7	8747.7
Minor Bending	-4187.2	-4187.2	0	0	-4187.2	-4187.2

解决办法/SOLUTION

检查两个框架的设计细节，发现框架 5393 轴向受压，框架 5394 轴向受拉，直接分析设计时，压弯构件才考虑构件初始缺陷值，拉弯构件不考虑初始缺陷，所以框架 5394 任何测站处的构件初始弯矩缺陷值 $e_0/L=0$ ，附加弯矩 Ma 也为 0。

Chinese 2018 STEEL SECTION CHECK (Details for Combo and Station) Units: KN, mm, C
 Element : **5393** Station Loc: **4541.3** Length : **4541.3**
 Section ID : 1-CL1-0245x10 Type: Sway Moment Frame Combo ID : [E111.3G+0.5E]h
 Orientation : Brace Design Eleme: Beam Anal. Method: Direct Analysis

A=7383. I33=51056280. W33=416786. z33=552593.333 I33=83.2
 J=102112560. I22=51056280. W22=416786. z22=552593.333 I22=83.2
 E=206. RLLF=1. Ae/A=0.9 fu=0.47 G=Q355
 fy=0.36 f =0.31 fv=0.18

SDG : II Gamma_RE : 0.75 Gamma_RE(S) : 1.
 Gamma_0 : N/A Seismic MF : 1. Dual Sys SMF : 1.
 Tall buildin: Yes Rolled Shap : No Gas Cut : Yes
 Two End Pinn: No Cantilever : No Top Loaded : Yes
 Flexo-Comp : Yes Ignore B/T : Yes Point Load : No
 Transfer Mem: No

轴压

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Factored	Combo	N	M33	M22	V2	V3
Factored [E111.3G+0.5E]h		-25.3	-31979.2	4361.	19.1	-2.1
Design [E111.3G+0.5E]h		-25.3	-31979.2	4361.	19.1	-2.1

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN

N-M33-M22 Demand/Capacity Ratio

Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	M33 Ratio	M22 Ratio	Status
Strength GB50017 8.1.1-2	0.175 =	0.009 +	0.164 +	0.022	OK
Stability GB50017 5.5.7-2	0.212 =	0.009 +	0.201 +	0.024	OK

Stress Ratios --- Governing Section GB50017 5.5.7-2

Force/Moment	Actual Stress	Allowable Stress	Ratio	Scale Factor	Scaled Ratio
Axial	-25.3	3.424E+03	0.31	0.011	0.8
Major Bending	-31979.2	0.09	0.31	0.252	0.8
Minor Bending	4361.	0.01	0.31	0.034	0.696

Moment Modification

Factored	Mf	Amplified	Imperfect	Additional	Adjusted	Design
Major Bending	-31979.2	-31979.2	1/350	8.039E-14	-31979.2	-31979.2
Minor Bending	4361.	4361.	1/350	4.017E-14	4361.	4361.

Chinese 2018 STEEL SECTION CHECK (Details for Combo and Station) Units: KN, mm, C
 Element : **5394** Station Loc: **4511.9** Length : **4511.9**
 Section ID : 1-CL1-0219x8 Type: Sway Moment Frame Combo ID : [E111.3G+0.5E]h
 Orientation : Brace Design Eleme: Brace Anal. Method: Direct Analysis

A=5303. I33=29554328.7 W33=269902.5 z33=356338.667 I33=74.7
 J=59108657. I22=29554328.7 W22=269902.5 z22=356338.667 I22=74.7
 E=206. RLLF=1. Ae/A=0.9 fu=0.47 G=Q355
 fy=0.36 f =0.31 fv=0.18

SDG : II Gamma_RE : 0.75 Gamma_RE(S) : 1.
 Gamma_0 : N/A Seismic MF : 1. Dual Sys SMF : 1.
 Tall buildin: Yes Rolled Shap : No Gas Cut : No
 Flexo-Comp : Yes Ignore B/T : Yes Point Load : No
 Transfer Mem: No

轴拉

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Factored	Combo	N	M33	M22	V2	V3
Factored [E111.3G+0.5E]h		14.5	8747.7	-4187.2	1.	1.9
Design [E111.3G+0.5E]h		14.5	8747.7	-4187.2	1.	1.9

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN

N-M33-M22 Demand/Capacity Ratio

Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	M33 Ratio	M22 Ratio	Status
Strength GB50017 8.1.1-2	0.084 =	0.007 +	0.069 +	0.033	OK
Stability GB50017 5.5.7-2	0.092 =	0. +	0.085 +	0.035	OK

Stress Ratios --- Governing Section GB50017 5.5.7-2

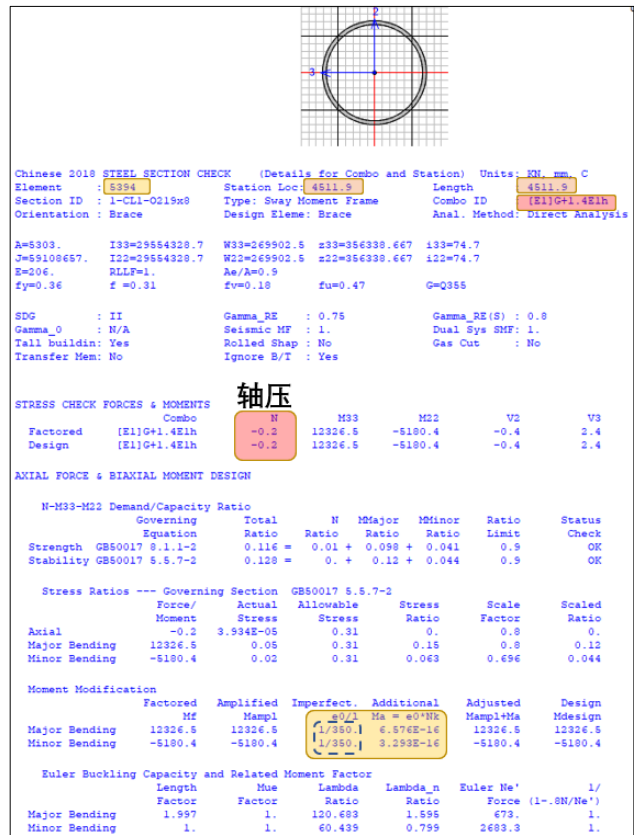
Force/Moment	Actual Stress	Allowable Stress	Ratio	Scale Factor	Scaled Ratio
Axial	14.5	2.737E+03	0.31	0.009	0.8
Major Bending	8747.7	0.03	0.31	0.106	0.8
Minor Bending	-4187.2	0.02	0.31	0.051	0.696

Moment Modification

Factored	Mf	Amplified	Imperfect	Additional	Adjusted	Design
Major Bending	8747.7	8747.7	0	0	8747.7	8747.7
Minor Bending	-4187.2	-4187.2	0	0	-4187.2	-4187.2

当框架 5394 轴向受压时，初始弯矩缺陷值 $e_0/L=1/350$ ，符合规范要求。

附加弯矩的大小与测站位置有关，同一工况下，端部的附加弯矩小，中间的附加弯矩大，并且主轴的附加弯矩和次轴的附加弯矩不同时考虑。关于直接分析法的更多信息，可以看[《钢框架设计流程演示（直接分析法）》](#)。



编写：杨硕

SD 截面设计器 PMM 曲面球的理解

本案例主要介绍某个固定角度下截面受弯承载力 M_2 和 M_3 应如何理解，以及 SD 截面的 PMM 曲面球的生成过程。

使用软件/SOFTWARE

SAP2000 V23.0.0

模型简介/MODEL

圆形型钢混凝土截面，如图 1 所示。

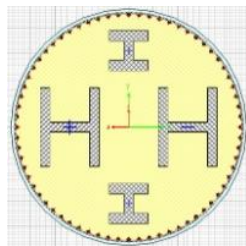


图 1 SD 截面

问题描述/PROBLEM

SD 截面水平放置，Angle=45 度方向， M_2 和 M_3 弯矩值大小不一致，感觉 M_2 和 M_3 大小应该一样才对？

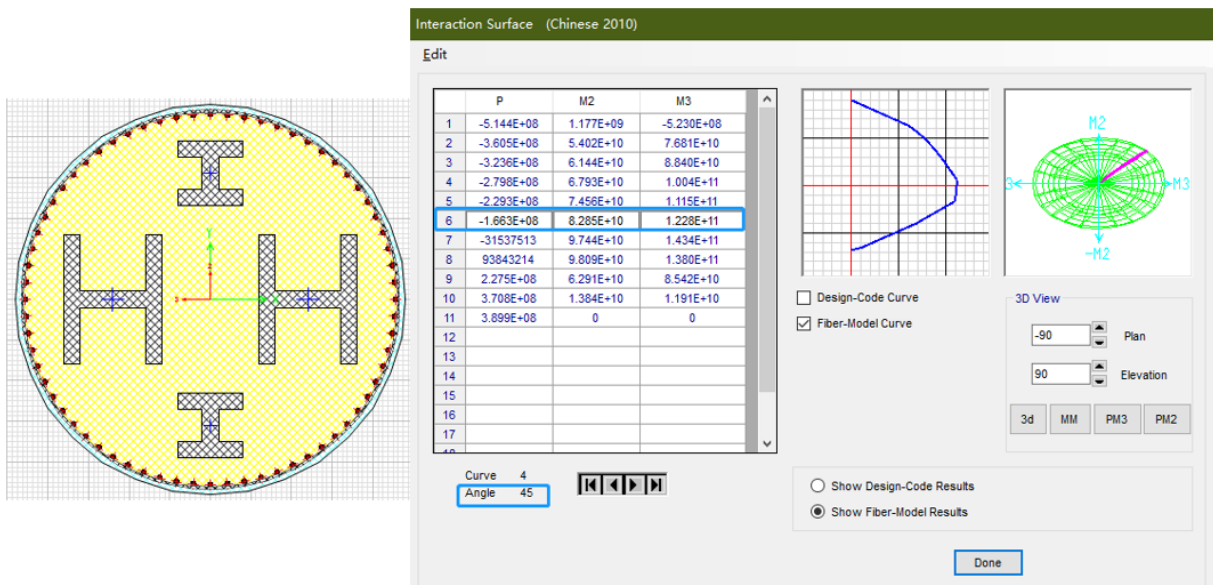


图 2 PMM 交互面

解决办法/SOLUTION

对于给定截面尺寸、配筋、型钢和材料强度的偏心受压构件，可以在无数组不同的 P 和 M 组合下到达承载能力极限状态，或者说给定轴力 P 时，就有唯一的 M 。

在 SD 中，PMM 交互面由一系列围绕 360 度圆等距分布的 PM 曲线定义，默认指定 24 条曲线，则每 15 度有一条曲线，每条曲线上任何一点由 P 、 M_2 和 M_3 标识。 P 为轴向荷载， M_2 为截面关于局部 2 轴的弯矩， M_3 是截面关于局部 3 轴的弯矩。交互面窗口以表格形式显示构成交互面的每条曲线的坐标点 (P ， M_2 ， M_3)。

SAP2000 采用一种快速生成混凝土构件 P-M-M 相关面的算法。该算法无需加载，直接由截面的极限状态应变控制线，根据截面纤维材料的本构，基于平截面假定，可知各纤维单元的应力，可以得到一系列重心轴相同的截面应变状态的承载力点，这些点可连接成一条原始的 PM 曲线，整个过程不涉及任何迭代与循环。将应变面绕着截面局部 1 轴逐步旋转 360° ，就能得到一个封闭完整的 PMM 包络面。

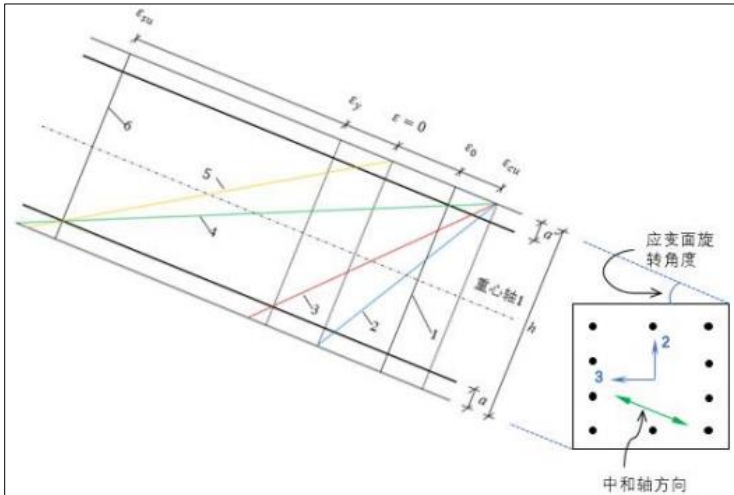


图 3 应变面沿截面旋转角度

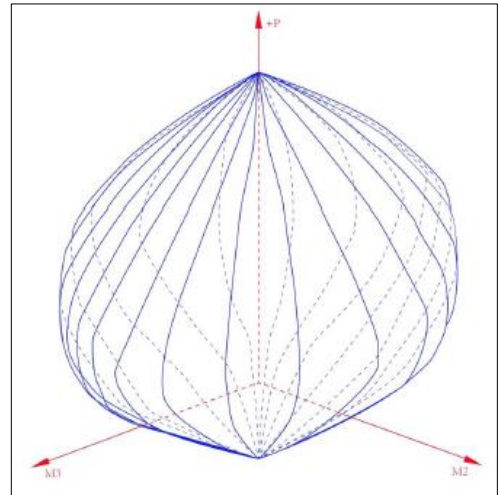
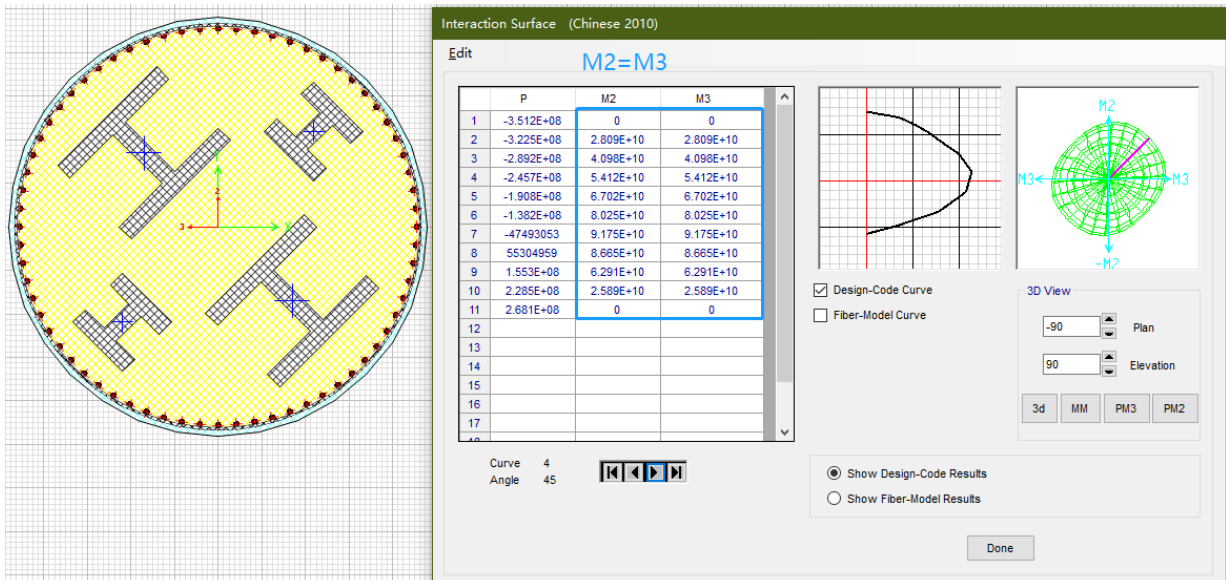


图 4 PMM 相关面

图 2 中 Angle=45 度表示图 3 中的应变面旋转的角度为 45 度，该角度下的 PM 曲线在空间上显示为带拐点的曲线，从图 2 中 M3 列与 M2 列的比值不同也可以发现。如果将截面沿着 45 度方向布置，此时中和轴为截面的对称轴，所以有 $M2=M3$ ，如下图所示。



编写：杨硕

关于分层壳模拟楼板的疑问

本案例介绍分层壳定义需要注意的问题以及分层壳应力的解析。



使用软件/SOFTWARE

ETABS V20.3.0



模型简介/MODEL

模型为板式设备基础，采用非线性分层壳进行建模分析。

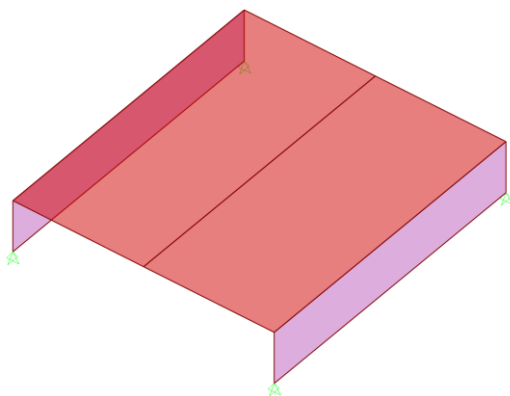


图 1 板式设备基础



问题描述/PROBLEM

模型分析后发现两个问题：一是板钢筋的应力异常偏小；二是混凝土应力数值超过了混凝土的极限拉应力。



解决办法/SOLUTION

针对问题一，检查模型发现分层壳定义有误。模型中所有面对象均采用了相同的分层壳截面，如图 2 所示。

S 定义分层壳截面											
分层数据											
层名	位置	厚度	类型	积分点	材料	+	材料角	类型	----- 材料力学性能 -----		
									S11	S22	S12
5	-0.045	0.00025	Membrane	1	HRB400		0.	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
1	0.	0.12	Shell	2	C35		0.	Directional	Nonlinear	Linear	Linear
2	0.045	0.00025	Membrane	1	HRB400		0.	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
3	0.035	0.00025	Membrane	1	HRB400		90.	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
4	-0.035	0.00025	Membrane	1	HRB400		90.	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
5	-0.045	0.00025	Membrane	1	HRB400		0.	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive

图 2 模型中分层壳定义

在《分析参考手册》中提到了两个剪力墙的“实际”模型与“实用”模型，如图 3 所示，而模型中的分层壳定义是依据“实用”模型改造而来的。“实用”模型体现了剪力墙面内压弯非线性行为的主要特征，减少了非线性自由度数，分析速度更快，被广泛应用于剪力墙的模拟。但是对于楼板这类主要以面外受弯为主的构件，这样定义分层壳就非常不合适，这会导致钢筋在弯曲变形下不产生应力，这也是板钢筋应力异常偏小的原因，因此模型中反而采用“实际”模型更为适合。

“实际”剪力墙模型

层	类型	材料	th	d	ang	n	σ_{11}	σ_{22}	σ_{12}
1	Shell	Conc	18.0	0.	0°	5	N	N	N
2	Shell	Rebar	0.09	+6.	0°	1	N	-	N
3	Shell	Rebar	0.09	-6.	0°	1	N	-	N
4	Shell	Rebar	0.18	+6.	90°	1	N	-	N
5	Shell	Rebar	0.18	-6.	90°	1	N	-	N

“实用”剪力墙模型

层	类型	材料	th	d	ang	n	σ_{11}	σ_{22}	σ_{12}
1	Membr	Conc	18.0	0.	0°	1	L	N	L
2	Membr	Rebar	0.18	+6.	90°	1	N	-	-
3	Membr	Rebar	0.18	-6.	90°	1	N	-	-
4	Plate	Conc	16.0	0.	0°	2	L	L	L

图3 剪力墙的“实际”模型与“实用”模型

针对问题二，《分析参考手册》中对此有相应的阐述，如下图中高亮部分所示：

面内积分

力—变形行为通过沿厚度和单元 1-2 平面进行应力—应变行为积分来计算。如上所述，可以在每层厚度方向指定积分点数。

对每个厚度位置，平面积分在标准 2X2 的 Gauss 点进行(在±1.0 的方形中坐标为±0.577)。非线性行为仅在在这些点取样。则等价于，在每个局部 1 和 2 方向，有两个纤维，近似位于 1/4 和 3/4 点。绘图或表格输出时，不在四个 Gauss 点出的应力通过插值或外插得到。因为这个原因，节点处应力有时可能显得比破坏应力大。

也就是说，对于面内的应力而言，仅在高斯积分点处，单元应力是严格按照材料的应力-应变行为确定的，其他位置的应力则是基于高斯积分点处的应力进行内插或者外插得到的。一般来讲内插调查能够得到较为精确的结果，而外插的精度较差一些，而节点处的应力常常是外插得到的，因此可能会出现问题中超过混凝土极限拉应力的情况。一般情况下，可以通过适度的网格细分缓解此类问题。

应当注意的是，对于面外应力也存在相同的情况，积分点处的应力为精确值，如图 4 中红框范围内的积分点，而 Top 和 Bot 处则可能因外插出现应力超过混凝土极限应力的情况。用户可以通过增加混凝土层的积分点数量或者将混凝土分成多个层的方法提高分析精度。

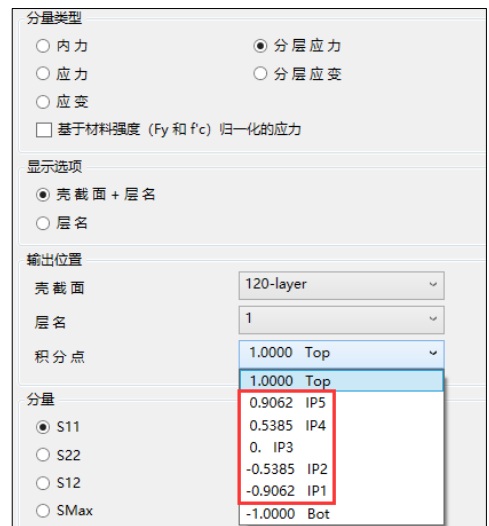


图4 分层应力显示时积分点的选择

编写：吴文博

非线性分析对地下结构抗浮计算的影响

采用 SAP2000 软件分析某地下结构，其中地下结构取标准断面，结构对称、施加的所有外荷载均对称，但是地下水工况作用下弯矩不对称。本案例主要分析产生该现象的原因及处理方法。

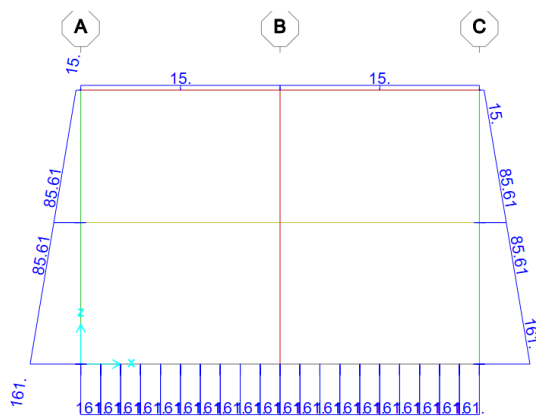


图 1 某地下结构标准断面及地下水作用示意图



使用软件/SOFTWARE

SAP2000 V24.0.0



模型简介/MODEL

某地下结构标准断面，由框架单元组成，结构对称，施加的外荷载均对称，如上图所示。该结构两侧及柱底均施加了单压线弹簧。



问题描述/PROBLEM

该结构在地下水工况作用下计算结果不对称，并且弯矩数值严重偏小，请问出现这种情况的原因？

Moment 3-3 Diagram (WATER)

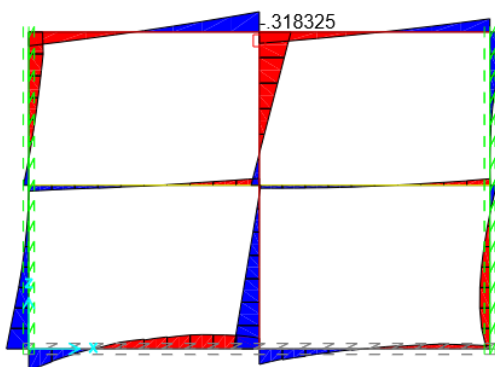


图 2 地下水工况作用下，结构弯矩图



解决办法/SOLUTION

该模型由于设置了单压土弹簧，所以地下水工况采用了非线性分析，见图 3。该设置在恒、活荷载作用下没问题，结构始终是稳定状态，程序能分析得到合理的内力。但是该模型在地下水作用下，由于水浮力作用下，结构本身上浮，而该

模型在竖向除了设置单压土弹簧外，并未设置其余限位约束，因此结构不稳定，程序计算不收敛，进而得不到合理的内力分析结果。



图3 地下水工况设置界面



图4 加入恒载后的地下水工况设置界面

当然，图3所示的只考虑地下水的非线性工况设置是不合理的，因为恒载是客观存在的，不可能存在单独的水浮力工况。因此，要正确分析地下水作用下结构的受力，可以考虑把恒载加入该工况中（图4），并且需保证恒载和水浮力作用下，整个结构不会上浮，则可得合理的结构弯矩图（图5）。若恒载和水浮力作用下，结构依然不稳定，用户则需考虑采用增加恒载配重、与地勘专业讨论降低抗浮设计水位可行性等措施。

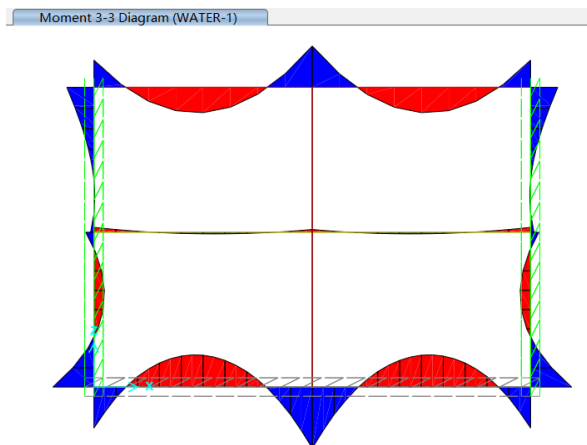


图5 加入恒载后的地下水工况作用下、结构弯矩图

编写：郑翔

如何评估减震效果

本案例主要分析对减震效果的评价。



使用软件/SOFTWARE

ETABS V20.3.0



模型简介/MODEL

高 3.5 米，宽 25 米平面单榀钢桁架。

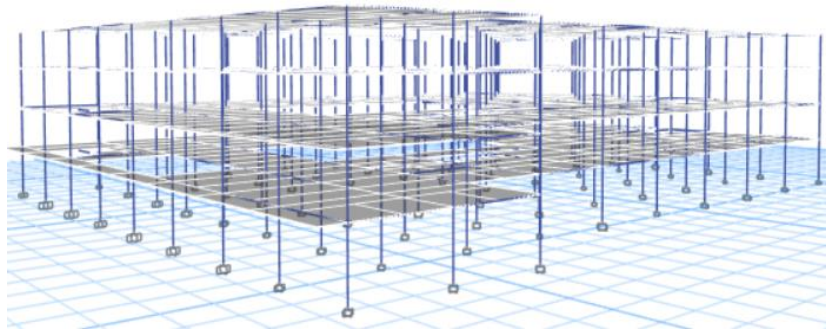


图 1-1 抗震结构

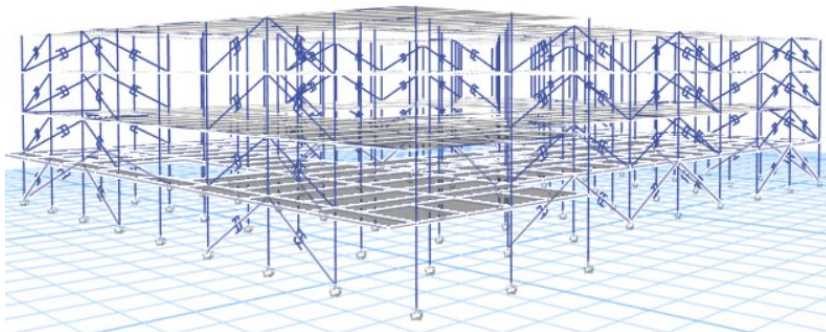


图 1-2 减震结构



问题描述/PROBLEM

大震弹塑性分析 RSN7 这条波 X 向作用下（工况 NW）减震结构比抗震结构第 2 层正方向层间位移角大，如图 2 所示，抗震结构为 1/231，减震结构为 1/225，布置减震阻尼器为什么反而起了不利作用呢？

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Drift/	Label
STORY4	NW-X	NonDirHist	Max	X	0.002324	1/430	71
STORY4	NW-X	NonDirHist	Min	X	0.002205	1/453	71
STORY3	NW-X	NonDirHist	Max	X	0.004085	1/245	314
STORY3	NW-X	NonDirHist	Min	X	0.003728	1/268	71
STORY2	NW-X	NonDirHist	Max	X	0.00433	1/231	68
STORY2	NW-X	NonDirHist	Min	X	0.005485	1/182	71
STORY1	NW-X	NonDirHist	Max	X	0.003234	1/309	68
STORY1	NW-X	NonDirHist	Min	X	0.005175	1/193	71

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Drift/	Label
STORY4	NW-X	NonDirHist	Max	X	0.001775	1/563	314
STORY4	NW-X	NonDirHist	Min	X	0.00118	1/848	314
STORY3	NW-X	NonDirHist	Max	X	0.003414	1/293	314
STORY3	NW-X	NonDirHist	Min	X	0.002768	1/361	71
STORY2	NW-X	NonDirHist	Max	X	0.00445	1/225	68
STORY2	NW-X	NonDirHist	Min	X	0.004179	1/239	71
STORY1	NW-X	NonDirHist	Max	X	0.003249	1/308	71
STORY1	NW-X	NonDirHist	Min	X	0.003768	1/265	71

图2 抗震结构（上）VS 减震结构（下）层间位移角



解决办法 / SOLUTION

由图 1、图 2 可知，只有 2 层正方向位移角在某个时刻减震结构大于抗震结构（负方向位移角减震结构小于抗震结构），但这只是结构局部某个时刻的响应，并不能用来评价总体减震效果。我们应该从更全面的角度来评价减震效果。

通过对比抗震与减震两个能量图，可以看出减震结构较滞回耗能（黄色）比抗震结构小了 1 倍多，这体现了对于这条波阻尼器起了不小的作用，因为较滞回耗能数量体现了结构整体的损伤程度，减震结构明显比原结构的损伤减小了。

在时域上各时刻减震结构的结构总势能（深蓝色）也小于抗震结构，反应了结构总体响应减小了。

考察地震输入的总能量发现，虽然减震结构总能量大于抗震结构（由于阻尼器有动刚度，会减小结构周期增大地震力），但阻尼器耗能（浅蓝色）明显，扣除阻尼器耗能后能量总和小于抗震结构。

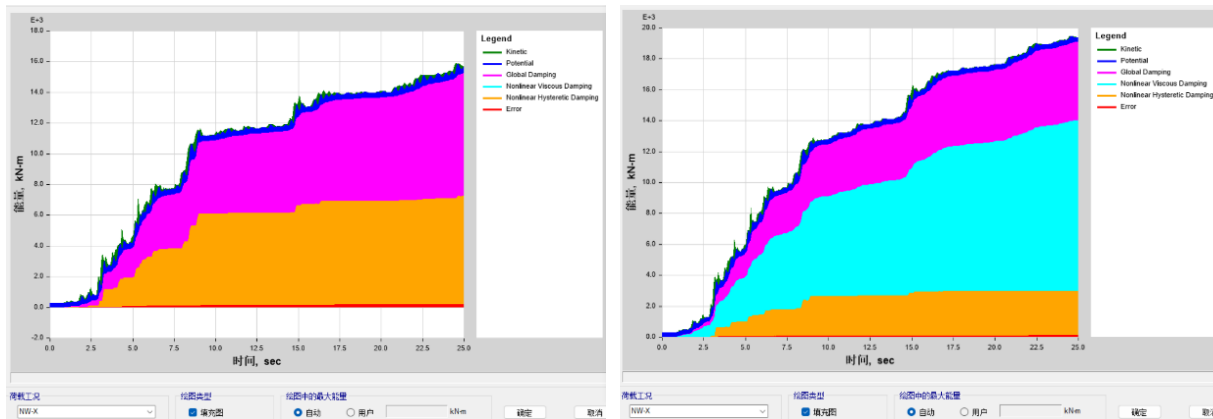


图3 抗震（左图）VS 减震（右图）累积能量图

从以上分析可知，阻尼器的布置具有较明显的减震效果。

编写：王雁飞

CSiBridge 车辆荷载计算结果异常

本文主要介绍了 CSiBridge 中由于车道设置错误导致车辆荷载计算结果异常的问题。

使用软件/SOFTWARE

CSiBridge V24.0.0

模型简介/MODEL

该模型为 30m 的预应力小箱梁桥，两个小箱梁分别采用 BOBJ-1 和 BOBJ-2 建立，模型示意图如下。

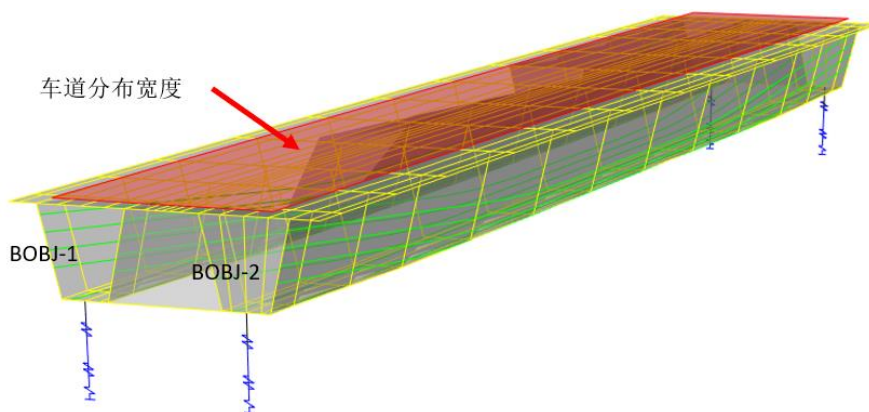


图 1 模型示意图

问题描述/PROBLEM

对该模型进行移动荷载分析，其中车道宽度为 3.6m，车道布置如图 1 所示。运行移动荷载工况，程序没有警告和报错。查看桥对象“BOBJ-1”的弯矩分布图，如图 2 所示，该弯矩的分布不符合简支梁桥的弯矩分布形式，这是为何？

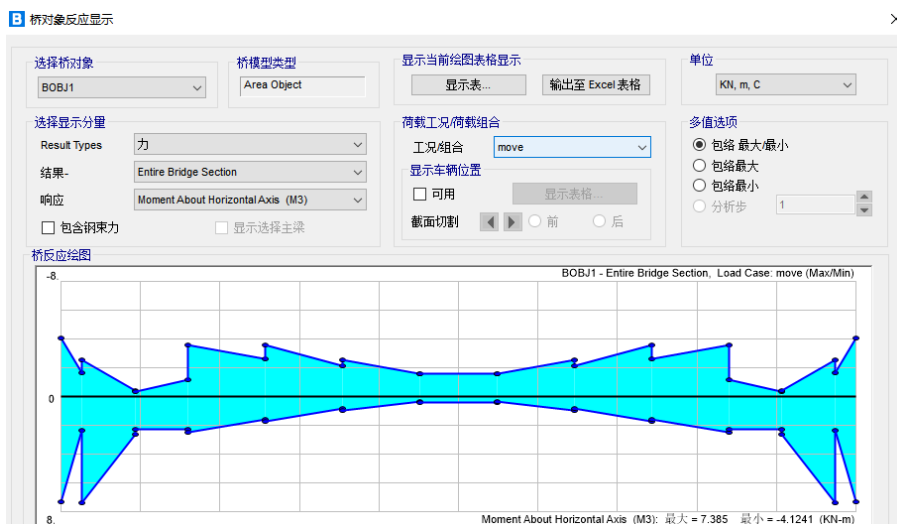


图 2 “BOBJ-1”的弯矩分布图

解决办法/SOLUTION

该模型横断面的分布图如图 3 所示，其中蓝色线条显示的部分属于桥对象“BOBJ-1”，红色线条显示的部分属于桥对象“BOBJ-2”，中间绿色的部分为 0.25m 的后浇带。模型中总的车道宽度为 3.6m，以桥对象“BOBJ-1”为例，在桥对象

“BOBJ-1”的桥面板上所分布的车道宽度仅为 1675mm。但是该模型中定义的车辆宽度为 1828mm，小于“BOBJ-1”的中车辆的宽度，“BOBJ-1”桥面板上无法完整的布置一个车辆。程序中影响面是基于桥对象计算车辆的最不力作用，由于“BOBJ-1”桥面板上无法完整的布置一个车辆，导致计算时结果异常。

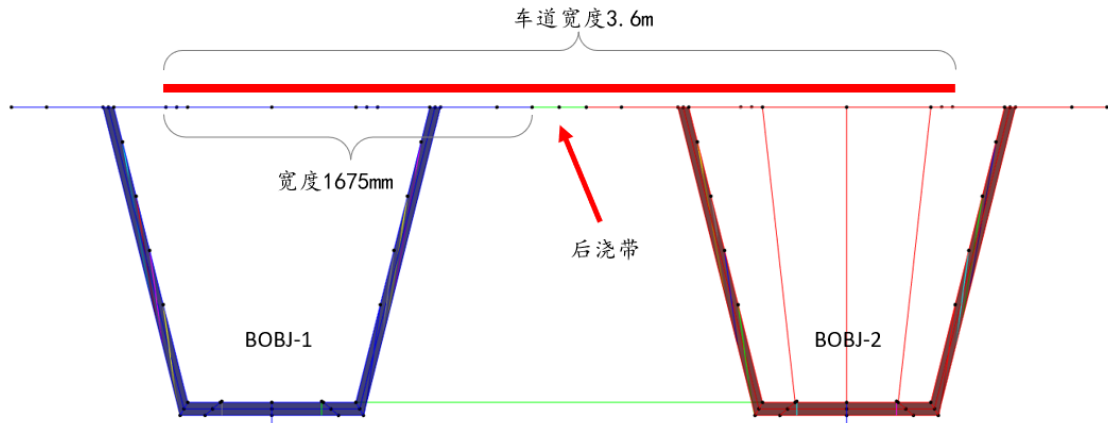


图 3 横断面分布图

该模型移动荷载工况计算结果异常是由于桥对象的车道宽度小于车辆的宽度，导致计算结果异常，因此需要调整桥对象中车道的宽度。该模型调整总的车道宽度，增加桥对象“BOBJ-1”桥面上车道宽度，使其大于所需布置的车辆宽度后，程序计算结果正常，如下图所示。

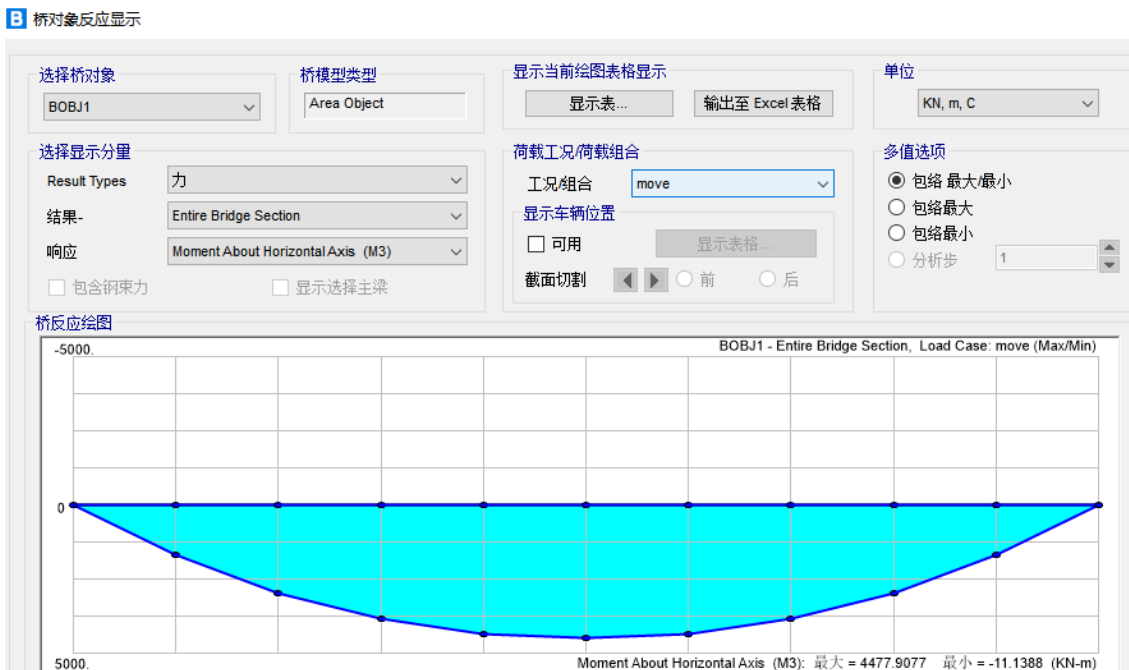


图 4 调整车道后车辆荷载弯矩分布图

编写: 吕良

支座设置问题导致盖梁计算结果不一致

本文主要介绍了 CSiBridge 中由于支座设置差异导致盖梁计算结果不一致的问题。

使用软件/SOFTWARE

CSiBridge V24.0.0

模型简介/MODEL

该模型为 $4 \times 30\text{m}$ 的简支小箱梁桥，其结构布置如下图所示。该桥梁下部结构中的盖梁为预应力盖梁，为了分析盖梁的受力将盖梁单独采用桥对象模型建立模型，对比盖梁在全桥模型和单独模型中的受力。

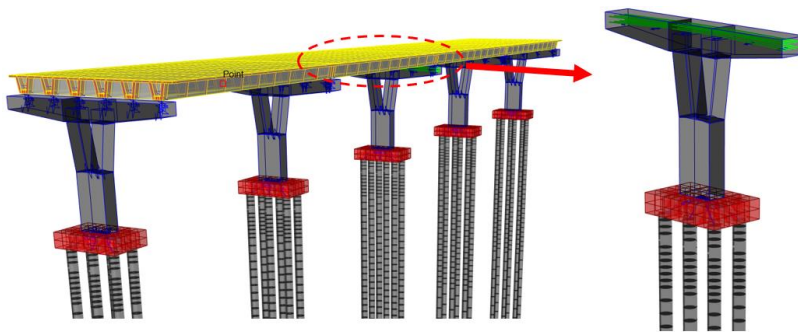
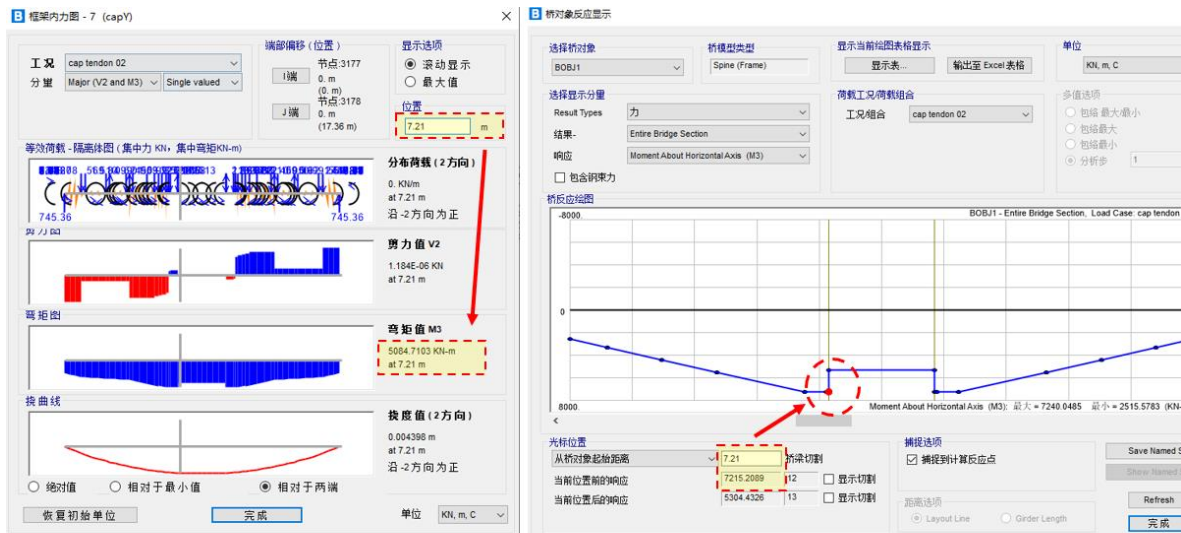


图 1 桥梁模型示意图

问题描述/PROBLEM

以图 1 中的 3#桥墩盖梁为例，建立该盖梁的单独模型。单独模型中预应力钢束的布置、数量、张拉力等均与全桥模型相同。查看该盖梁在预应力工况下的弯矩分布，其中全桥模型中，盖梁 7.21m 位置处的最大弯矩为 5084KN，而在单独模型中盖梁 7.21m 位置处的最大弯矩为 7215KN，两者相差非常大。



a. 盖梁弯矩分布-全桥模型

b. 盖梁弯矩分布-单独模型

图 2 盖梁弯矩分布

查看结构的分析视图，如图 3 所示，可以看到分析视图中，两个模型中钢束和盖梁的相对位置并不相同。预应力工况的不同的是否由于建模差异导致的？

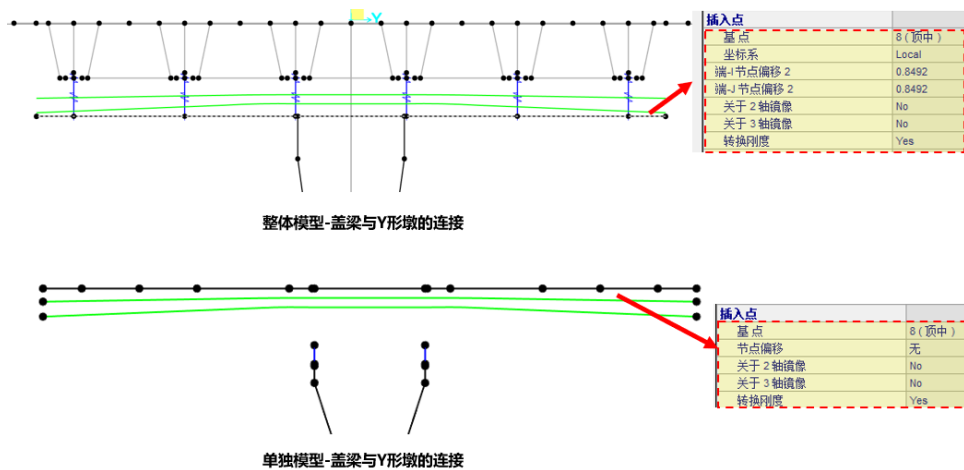


图 3 单盖梁与 Y 形墩的连接

解决办法/SOLUTION

查看结构的分析视图，如图 3 所示，可以看到在全桥模型中盖梁的插入点为顶中，同时做了插入点的偏移，该偏移距离的计算可以参考知识库文章“[盖梁截面插入点位置](#)”。但是在单独模型中，盖梁的插入点为截面的顶中点，并未做偏移。从分析视图中两者似乎有较大的差别，但是打开结构的拉伸视图，如图 4 所示。可以看到全桥模型中和单独模型中钢束与盖梁的相对位置关系是相同的。两个模型中由于盖梁的初始建模位置不同，因此设置的偏移距离不同，但是最终钢束和盖梁的相对位置是相同的。因此预应力的不同并不是建模差异导致的。

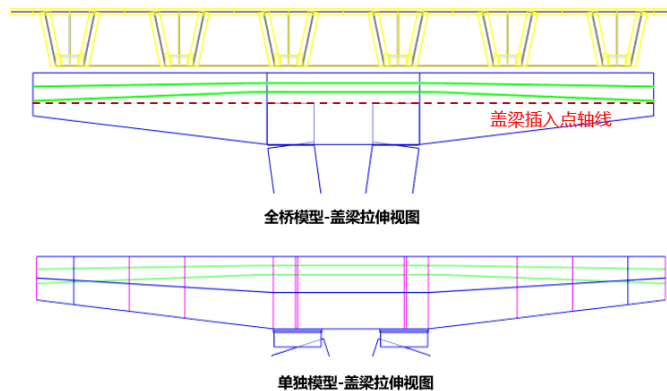


图 4 模型拉伸视图

两个模型计算结果不一致的主要原因为全桥模型中上部结构的支座影响了盖梁受力。如图 5 所示，整体模型中上部结构与盖梁之间设置了橡胶支座，盖梁通过连接单元和上侧主梁形成了一个整体。橡胶支座并没有释放其横向位移，因此连接单元会将盖梁承担的部分预压力传递到上部主梁结构，导致盖梁受力变小。

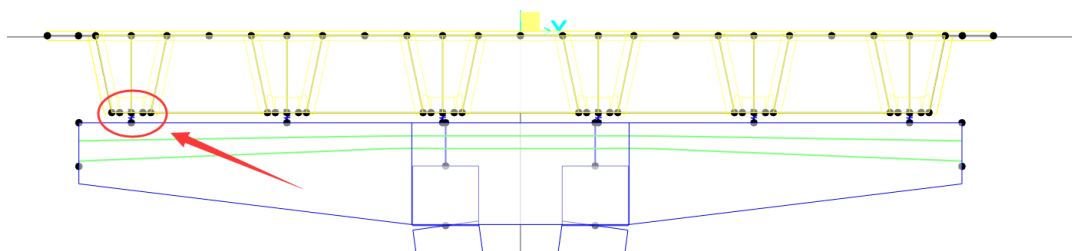


图 5 模型拉伸视图

将全桥模型中的盖梁以上的构件删除后，再次计算盖梁的受力，可以发现此时盖梁的受力与单独模型中盖梁的受力基本一致，如图 6 所示。

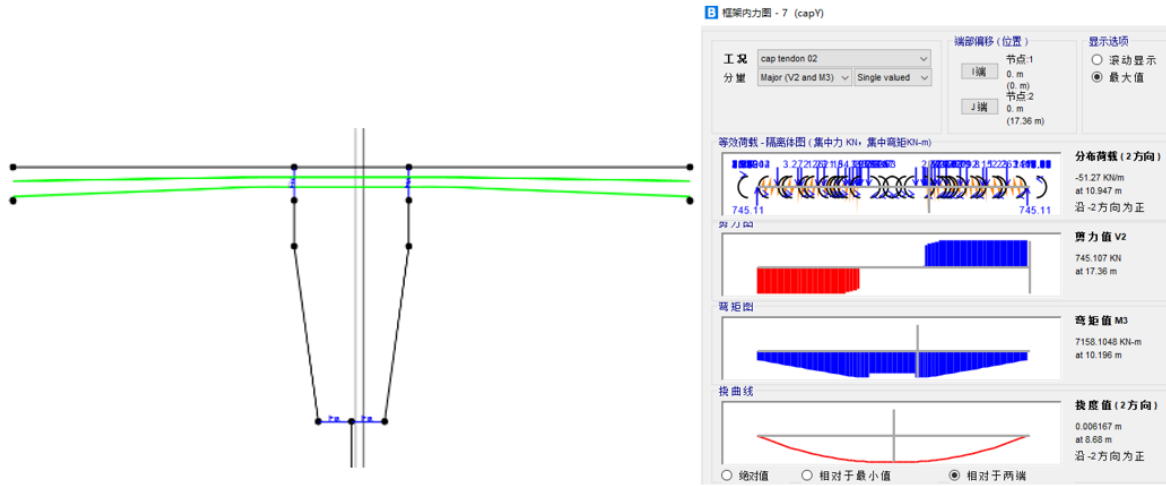


图 6 删除上部结构后盖梁弯矩图

编写：吕良

罐体-群桩模型沉降分析中出现的收敛错误

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



使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 3D CE V23



模型简介/MODEL

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

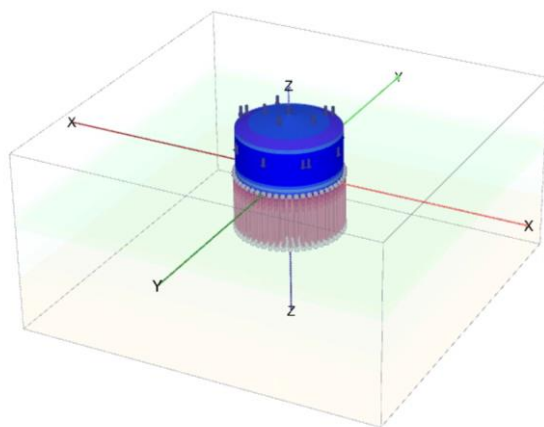


图 1 模型示意图



问题描述/PROBLEM

激活罐体后的计算无法收敛并出现了如图 2 所示的错误提示。

Picos 求解器: 解法有误, 收敛缓慢。[错误代码: 204]

图 2 日志中的错误提示



解决办法/SOLUTION

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

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

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

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

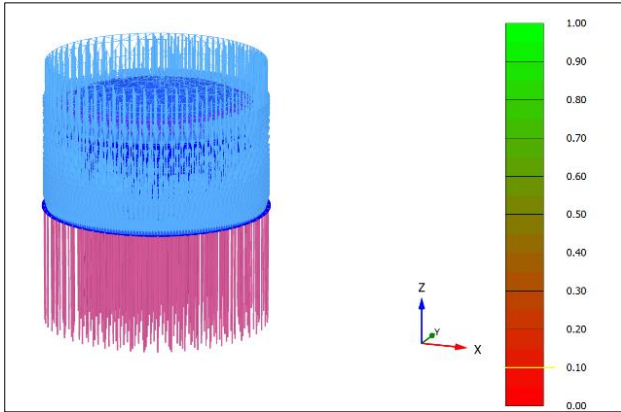


图 3 网格质量图

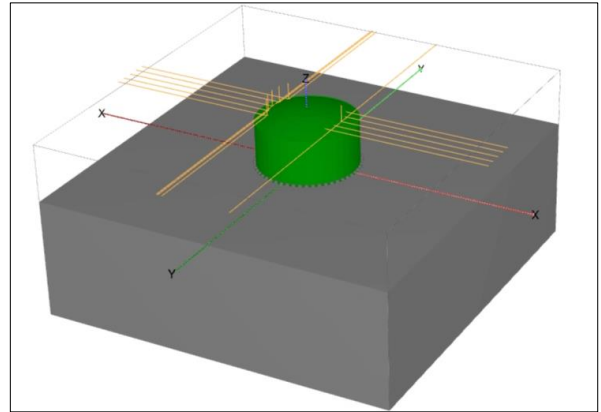


图 4 网格模式下的模型显示

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



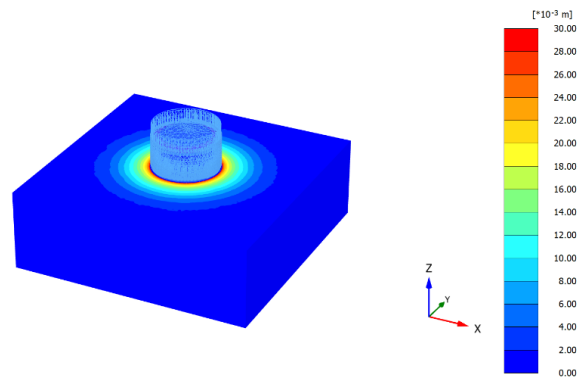
图 5 网格模式下的模型显示

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

重新构建罐顶的表面对象后，模型网格剖分后没有出现异常提示，计算成功完成。



图 6 罐顶的几何形状图



7 计算完成后的整体变形

编写：郭晓通

围堰支护分析中的结构内力结果不合理问题

本案例主要展示施工步骤设置及岩土参数取值中的常见问题



使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 2D CE V23



模型简介/MODEL

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

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

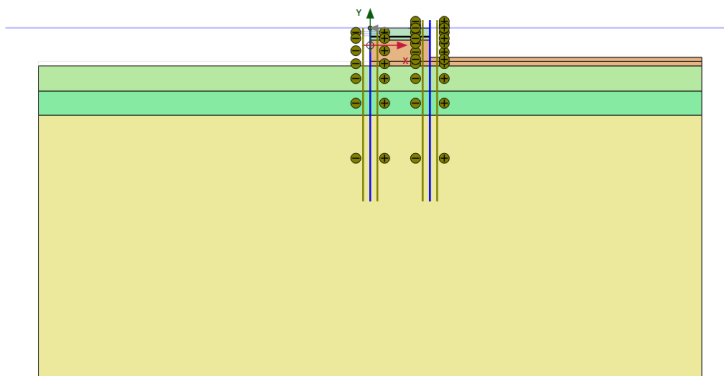


图 1 几何模型示意图



问题描述/PROBLEM

计算完成后，钢板桩弯矩结果整体偏大，与预估值和其它程序计算值差距较大。



解决办法/SOLUTION

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

首先查看模型整体设置及网格的密度与质量，未发现错误。

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

检查结构单元参数，未发现结构单元参数错误。

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

E_{50}^{ref} 、 E_{oed}^{ref} 的值是基于固结试验经验转换来的， E_{ur}^{ref} 基于地区经验，由 E_{oed}^{ref} 换算。对于软土而言，三个参数相对比较合理。 m 值存在较为明显的问题， m 是刚度与应力水平相关的幂率，前面的三个刚度参数均为 100kpa 的参考应力水平下的，程序基于公式（图 3）将参考应力水平下的模量转换为当前应力水平下的模量。

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

图 2 土层刚度参数图

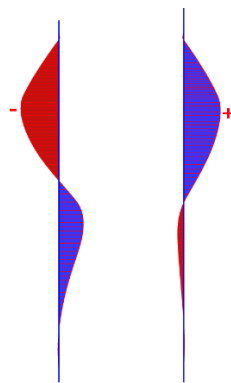
对于软土而言， m 值一般在 0.9-1，而原模型中输入的是 0.5，会较严重低估模型中土层的整体刚度，引起土、结构变形与结构内力增大，与实际情况不符。

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

图 3 硬化土模型中土层刚度的应力相关性

检查地下水的设置，模型中未发现明显问题。

整体修改完后的钢板桩弯矩分布如图 4 所示，-275.5kNm/m-264.7kNm/m，回到了一个较为合理的范围。



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

图 4 结构弯矩分布图

真空预压联合堆载预压法软基处理分析中的问题

案例主要介绍流固耦合分析中的常见问题



使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 3D CE V22



模型简介/MODEL

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

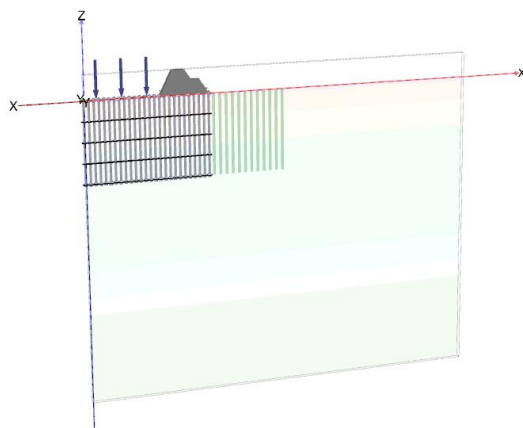


图 1 几何模型图



问题描述/PROBLEM

计算完成后出现警告提示（图 2），计算结果中最大变形出现在保护桩的位置，且在保护桩右侧土体变形仍然较大，与预想情况不符。

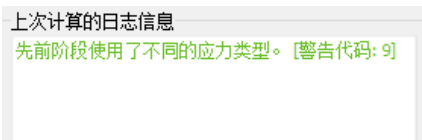


图 2 警告提示

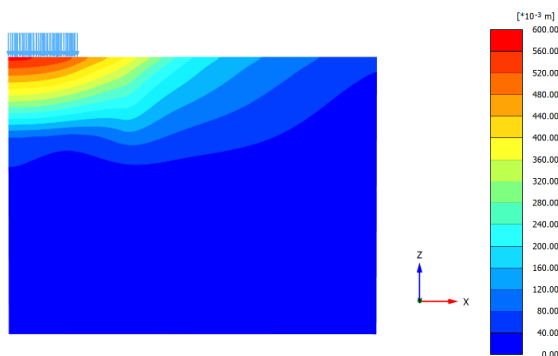


图 3 模型整体变形



解决办法/SOLUTION

首先关于计算完成后出现的警告提示，该提示出现的原因是应力类型不匹配。在流固耦合分析中，程序默认使用毕肖普应力，即始终考虑非饱和区的吸力影响，而在初始应力生成和一般弹塑性分析中，程序默认采用太沙基应力，忽略非饱和区

产生的吸力。出现该提示，在阶段设置中的变形控制参数中取消勾选“忽略吸力”选项即可。

对于孔隙水压力结果不合理的问题，检查真空预压的相关设置。原模型中，真空预压只布置了一个阶段，排水线单元的水头设置为-8.5，流固耦合计算持续 60 天（如图 5）。

变形控制参数	
忽略不排水行为 (A,B)	<input checked="" type="checkbox"/>
将位移重置为零	<input checked="" type="checkbox"/>
重置小应变	<input checked="" type="checkbox"/>
重置状态变量	<input type="checkbox"/>
重置时间	<input type="checkbox"/>
更新网格	<input type="checkbox"/>
忽略吸力	<input checked="" type="checkbox"/>
空化截断	<input type="checkbox"/>
空化应力	100.00 kN/m ²

图 4 忽略吸力选项

常规	
ID	真空预压 [Phase_2]
起始阶段	插板
计算类型	流固耦合
正在加载类型	分阶段施工
ZM_weight	1.0000
时间间隔	60.000 day
第一步	3
最后步骤	8
特殊选项	0

图 5 初始的真空预压阶段设置

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

阶段一：流固耦合分析，设置时间为 8 天，设置排水线的水头为-8.5；

阶段二：流固耦合分析，设置时间为 52 天，设置排水线的水头为-8.5；

堆载预压中也出现了相似的问题，即堆载预压同样分为两个阶段：1、逐级堆载的过程；2、堆载的持续过程。

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

调整后的模型结果如图 7 所示，最大土体变形出现在真空预压范围内，由于保护桩的设置，排桩右侧的土体变形整体减小。

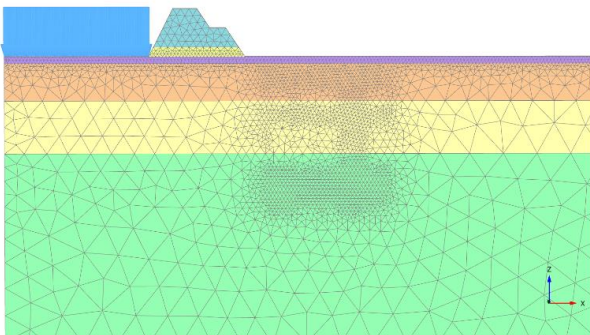


图 6 网格的设置

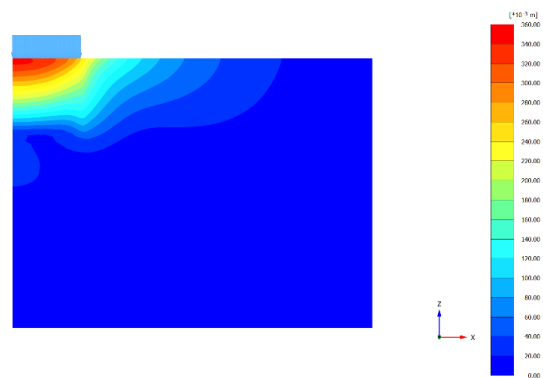


图 7 调整后的模型整体变形

地铁车站基坑开挖分析中的荷载进程失败问题

本案例主要展示某地铁车站基坑分析中出现的荷载进程失败问题



使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 3D CE V22



模型简介/MODEL

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

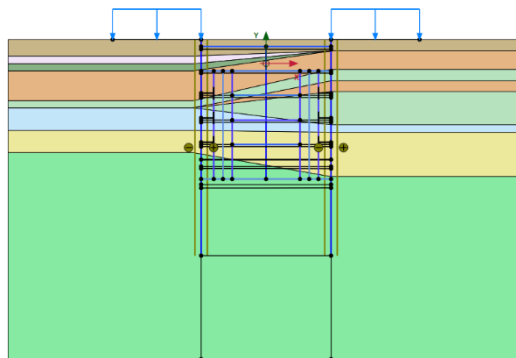


图 1 模型示意图



问题描述/PROBLEM

基坑在第二次开挖时计算无法收敛，出现“荷载前进步骤失败”的错误提示。

上次计算的日志信息

荷载前进步骤失败。[错误代码: 103]

图 2 荷载进程失败错误提示



解决办法/SOLUTION

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

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

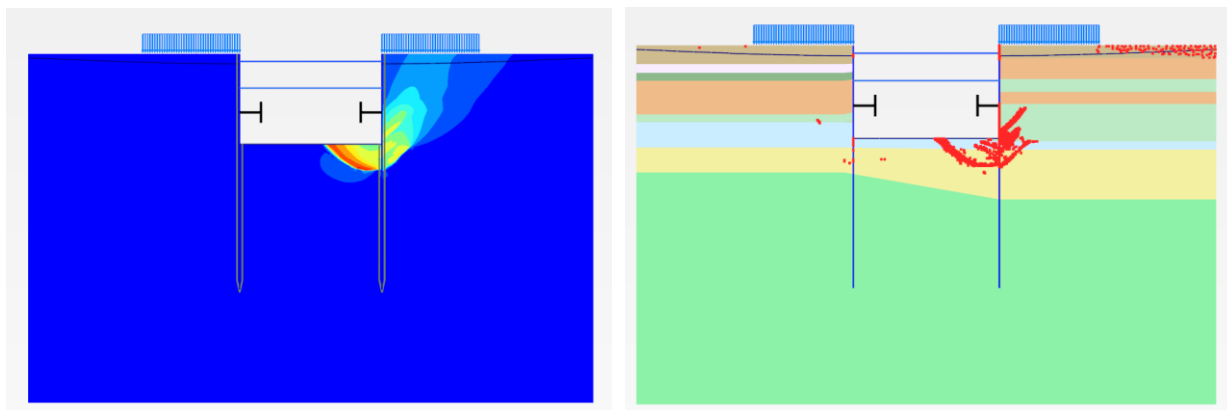


图 3 增量位移云图即塑性应力点分布图

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

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

在 Initial Phase 中发现计算方法错误。由于土层分布是非水平的，所以“K0 过程”方法不再适用，应采用“重力加载”方法（如图 5）。

检查地下水及基坑降水的设置，没有发现问题。

检查土层参数，所有土层均采用摩尔-库伦本构模型，无论砂土和黏土，排水类型都设置为了“排水”，完全忽略了超静孔隙水压力的影响，并采用有效强度参数 C' 和 φ' 。这里，对于基坑开挖问题，黏土建议采用“不排水 B”选项（如图 6），并使用不排水抗剪强度 S_u 值控制黏土强度。

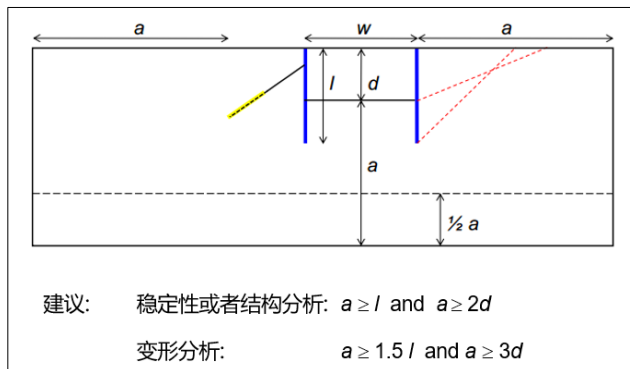


图 4 基坑开挖问题的一般模型范围

名称	值
常规	
ID	初始阶段 [InitialPhase]
计算类型	K0 程序
正在加载类型	K0 程序
ΣM_{weight}	重力加载
孔压计算类型	仅渗流
热计算类型	忽略温度
第一步	0

图 5 初始应力计算应采用“重力加载”方法

材料集	
标识	clay
土体模型	摩尔-库伦
排水类型	不排水 B
颜色	RGB 195, 229, 249
注释	

图 6 黏土+不排水选项

上述问题修改过后，尝试计算发现所有阶段均可以完整，基坑整体保持稳定。

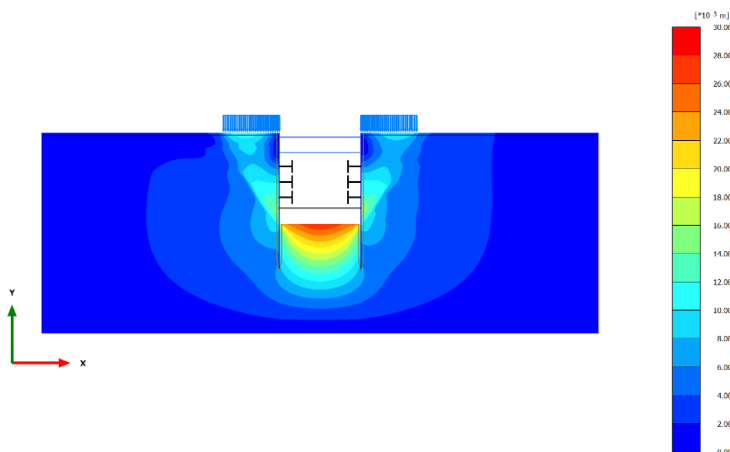


图 7 基坑整体位移云图

编写：郭晓通

SAP2000 24.2.0 新增及改进功能

框架结构设计

- 新增支持欧标 Eurocode 2-2004 和意大利规范 NTC 2008 的裂缝宽度验算，可用于正常使用极限状态下梁的抗弯设计和柱的配筋计算或校核
- 基于欧标 Eurocode 2-2004 的混凝土梁设计可根据 EN 1998-1:2004 优化地震作用下 DCM 和 DCL 框架的 $\tan \theta$ 值

导入和导出

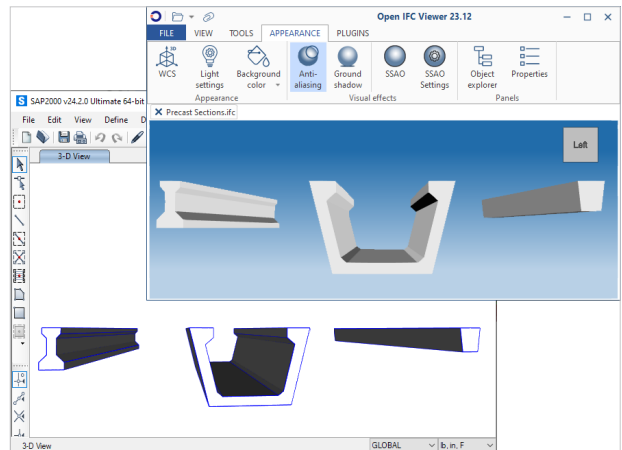
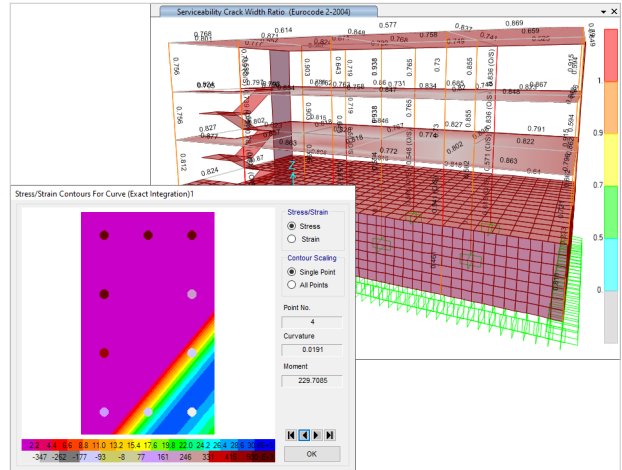
- 基于 IFC 文件的导入导出功能显著增强

API 功能

- SAP2000 API 的功能改进包括但不限于：更新用户参考文档、新增关于 Python 和 IronPython 的应用示例，等等

其它更新

- 更新中文版《CSI 分析参考手册》，修改早期存在的个别公式错误。优化、补充 SAP2000 中文版的界面翻译。



Concrete Design Data Eurocode 2-2004

File

Units: Kip, in, F

Eurocode 2-2004 BEAM SECTION DESIGN Type: DC MEDIUM MRF Units: Kip, in, F (Summary)

Element: 1 D=19.605 B=11.811 bf=11.811
 Section ID: B_30x50 ds=0. dcb=1.969
 Combo ID: SHEMIC E=4481.207 f'c=9.326 Lt.Wt. Fac.=1.
 Station Loc: 156.85 fyk=65.267 fywk=65.267
 Combo Eq.: Eq. 6.10

Gamma (Concrete): 1.5
 Gamma (Steel): 1.15

Design Moments, M3	Positive Moment		Negative Moment	
	Moment	Moment	Moment	Moment
	1327.612	-2655.224		

Flexural Reinforcement for Moment, M3	Required Rebar		Minimum Rebar	
	Rebar	Rebar	Rebar	Rebar
Top (+2 Axis)	3.179	0.	3.179	0.596
Bottom (-2 Axis)	1.461	1.461	0.481	0.596

Shear Reinforcement for Shear, V2	Shear		Shear		Tan (Theta)	
	Asw/s	VRdc	VRdc	VRdc	Ratio	Ratio
	0.042	80.931	20.403	80.931	0.475	

Additional Longitudinal Reinforcement for Shear						
M_Ed	V_Ed	M_Edmax	s	Ftd	Ftd,limit	Ftd,design
-2655.224	80.931	2655.224	15.946	85.275	166.825	0.

Torsion Reinforcement for Torsion, T						
Rebar	Rebar	Torsion	Critical	T	Area	Perimeter
At/s	As1	TRd	T	Ak	uk	
0.	0.	0.	0.		124.	47.244

CSI OAPI Documentation

Example (IronPython)

Remarks

This example was created using IronPython 3.4. It is based on the Sap2000 verification problem

```

1 94 create API helper object
1 95 helper = Helper()
1 96
1 97 if AttachToInstance:
1 98     Attach to an existing instance of SAP2000
1 99
2 100 mySAPObject = helper.GetObjectHost(RemoteComputer, "CSI_SAP2000.API_SAPObject")
2 101 if Remote:
2 102     mySAPObject = helper.GetObject("CSI_SAP2000.API_SAPObject")
2 103 else:
2 104     mySAPObject = helper.GetObject("CSI_SAP2000.API_SAPObject")
2 105
3 106 print("No running instance of the program found or failed to attach.")
3 107 sys.exit(-1)
3 108 else:
3 109     if SpecifyPath:
3 110         try:
3 111             Create an instance of the SAP2000 object from the specified path
3 112             if Remote:
3 113                 mySAPObject = helper.CreateObjectHost(RemoteComputer, ProgramPath)
3 114             else:
3 115                 mySAPObject = helper.CreateObject(ProgramPath)
3 116         except:
3 117             print("Cannot start a new instance of the program from " + ProgramPath)
3 118             sys.exit(-1)
3 119         else:
3 120             try:
3 121                 Create an instance of the SAP2000 object from the latest installed SAP2000
3 122                 if Remote:
3 123                     mySAPObject = helper.CreateObjectProgIDHost(RemoteComputer, "CSI_SAP2000.A
3 124                 else:
3 125                     mySAPObject = helper.CreateObjectProgID("CSI_SAP2000.API_SAPObject")
3 126             except:
3 127                 print("Cannot start a new instance of the program.")
3 128             sys.exit(-1)
    
```


ETABS v21.0.0 新增及改进功能

ETABS 新增及改进功能

详图功能

- 在 ETABS 的菜单栏中，增加“详图”主菜单。通过该菜单栏中的命令，可以完成混凝土和钢结构的详图设计以及图纸示意图的生成和管理。该功能还可以处理多个塔楼的详图设计。
- 现在可以通过 CSiXRevit™ 2023 插件将 ETABS 中梁、楼板、柱子和墙体的配筋信息导出到 Autodesk® Revit® 2023 中。

结构模型

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

加载功能

- 新增了基于加拿大规范 NBCC 2020 的自动风荷载、自动地震荷载和反应谱函数。
- 新增了基于美国规范 ASCE 7-22 的自动风荷载、自动地震荷载和反应谱函数。现在对虚梁和虚面指定荷载，无论是沿着局部轴方向还是全局坐标系的任意方向，ETABS 均可以将其传递到相应的楼板。在之前的版本中，只有重力方向上的荷载可以进行传递。

设计功能

- 新增基于澳大利亚规范 AS 4100:2020 的钢框架设计。
- 新增基于欧洲规范 Eurocode 4-2004 的组合柱设计。

输出与显示

- 新增框架和壳对象的开裂截面修正系数输出表格。
- 通用墙铰的非线性剪切材料的性能状态，可以通过数据库表格输出，或在变形图、性能校核结果中查看。

数据库表格

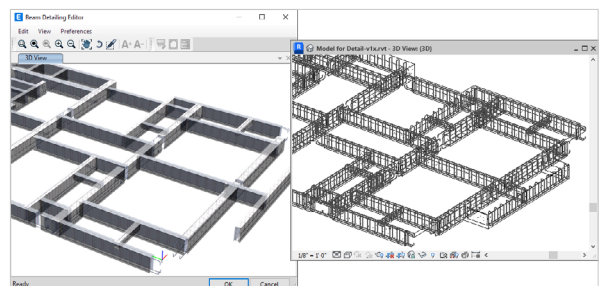
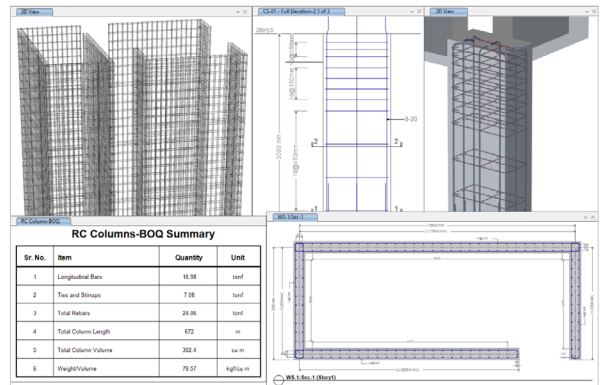
- 用户可以在模型锁定的状态下，对性能校核的定义进行编辑，并选择相关的表格进行查看。

API 功能

- 新增支持 .NET 6，在“Key Concepts”文件夹中提供了相关帮助文档。

中文版相关功能改进

- 修复了计算墙肢轴压比时轴力的取值问题。
- 修复了数据表格输出时部分内容不完整的问题。之前由于受到输出中文版结果总信息报告的影响，导致在表格输出时，部分表格的工况信息不全。该问题已修复，中文版与国际版表格输出内容相同。
- 新增介绍“墙铰”的中文技术文档。
- 完善界面翻译及中文技术报告。





CSiBridge 新增及改进功能

桥梁设计与评估

- 新增基于中国规范 JTG 3362-2018 的桥梁上部结构设计报告可详细输出上部结构的抗剪、抗扭和剪扭计算细节。
- 新增基于美标 AASHTO LRFD 2020 的下部结构（墩柱）强度设计功能。用户可根据需要定义一个或多个设计需求，用以控制下部结构的强度设计。此处的设计需求为荷载组合、墩柱、测站以及其他参数的集合。每个设计需求的设计结果都以 Excel 表格的形式呈现，便于后续的二次计算和报告整理。此外，设计结果也可以采用数据库表格的形式显示、导出或生成报告。

荷载

- 新增施加于铁轨并沿轨道长度变化的温度荷载。用户可利用非线性分析计算轨道支座处的滑移，也可以计算轨道在温度载荷作用下的线性或非线形屈曲。
- 当预应力钢筋采用钢束单元模拟时，施加于桥梁对象的温度荷载可自动转换为钢束单元的温度荷载。
- 基于新西兰规范的车辆荷载库已更新

桥梁建模

- 新增简化的圆形桥梁布局线可用于不需要螺旋线的高速公路桥梁。

输出和显示

- 新增数据库表格“Bridge Object Forces with Tendons”和“Bridge Object Girder Forces with Tendons”，用于输出主梁全截面和单片主梁的二次预应力。
- 进一步增强塑性铰状态的图形显示效果

结构模型

- 新增和更新以下材料库和型钢截面库：

新增基于印度规范的型钢截面库
 更新基于中国规范的型钢截面库
 新增基于印度规范的型钢截面库

API 功能

- API 为 CSiBridge 的多实例连接提供了更多的控制函数，新接口可以简化插件的开发流程，同时提高外部 .NET 客户端的执行速度

Project: JTG 3362-2018_Bridge
 Item: Superstructure Ultimate Shear Capacity; Request Name: ShearCapacity
 Section Cut No.: 2; Station: 0.0m; Location: Before Left Exterior Web

Effective section depth h_{eff} :
 $h_{eff} = \max \left(0.8 \frac{A_{st} f_{yk} + A_{sp} \times f_{yk} \times \phi_{sp}}{A_{st} f_{yk} + A_{sp} \times f_{yk}} \right)$
 $= \max \left(0.8 \times \frac{12320 \times 350 + 900 \times 2862 \times 1260.0 \times 786}{12320 \times 350 + 2862 \times 1260.0 \times 786} \right) = 840 \text{ mm}$

Evaluate plastic torsional modulus:
 $J_p = \frac{b^3 (3h - b) \cdot (b - 2t_f)^2}{12} \cdot (3h - 2t_f) - (b - 2t_f)^3$
 $= \frac{1250^3 \cdot (3 \times 1000 - 2 \times 1250)}{12} \cdot (3 \times 1000 - 2 \times 1250) - (1250 - 2 \times 1250)^3$
 $= 26469667 \text{ mm}^4$

Verify section size per JTG 3362-2018 5.3.4:
 $\frac{V_d}{b \cdot h_{eff}} \leq \frac{f_{tk}}{0.53 \cdot \sqrt{f_c}}$
 $\frac{1076400}{1250 \cdot 840} \leq \frac{100 \times 267453}{0.53 \cdot \sqrt{24.1}} \cdot \frac{1.00 \times 0}{20820957}$
 $0.67 \leq 1.0$ OK

Calculate perimeter and area of core section. Assumed cover: 40mm.
 $U_{per} = 2(h_{top} + h_{bot}) = 2 \times (1250 - 2 \times 40 + 1000 - 2 \times 40) = 4180 \text{ mm}$
 $A_{cor} = h_{top} \cdot h_{bot} = (1250 - 2 \times 40) \times (1000 - 2 \times 40) = 1076400 \text{ mm}^2$

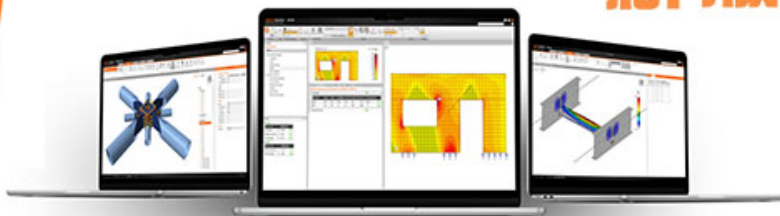
Item	Material	Property	Value
1	Concrete	Concrete Strength (MPa)	24.1
2	Steel	Steel Yield Strength (MPa)	350
3	Steel	Steel Modulus (MPa)	208209.57
4	Tendon	Tendon Area (mm²)	12320
5	Tendon	Tendon Modulus (MPa)	208209.57

Bridge Object Response Display

Select Bridge Object: BOBJ1
 Bridge Model Type: Area Object

Select Display Component: Force
 Result For: Entire Bridge Section
 Response: Moment About Horizontal Axis (Mx)

Bridge Response Plot: BOBJ1 - Entire Bridge Section, Load Case: T_Change_Pos
 Moment About Horizontal Axis (Mx): Max = 152.1459 Min = -315.6985 (kip-ft)



IDEA 23.0.0 新增及改进功能

焊接截面的焊缝校核

- 针对采用焊接截面的钢结构构件，IDEA v23 支持纵向角焊缝的承载力校核。用户可根据需要定义焊缝的类型、材料和尺寸，后续可在数据表格或计算报告中查看构件纵向焊缝的应力、应变和承载比。

基于美标 AISC 抗震设计的预审校核 (Prequalification Check)

- IDEA v23 支持基于美标 ANSI/AISC 358-16 对抗震节点的预审校核，例如：截面宽厚比限值、梁柱截面类型、螺栓等级要求。针对不同类型的抗震节点，预审校核的细节也会有所不同，例如：梁的腹板与柱的焊缝限值、“狗骨式”梁的几何尺寸要求。

锚栓弯矩的计算方法

- IDEA v23 采用有限元模型计算非接触底板的锚栓弯矩，以此考虑底板和锚栓的相对刚度对计算结果的影响。早期版本的 IDEA 采用以下左图所示的计算方法，锚栓弯矩值偏大，柱脚设计过于保守。

基于局部坐标系的工作平面

- 基于构件或板件的局部坐标系定义工作平面的位置和角度，可以帮助用户更快捷准确地添加各种切割操作。

优化的有限元网格划分

- 在 IDEA v23 中更新的有限元网格划分算法，可以为用户提供更规则的单元形状和更准确的计算结果。除此之外，默认的网格划分参数（如单元最小尺寸或板件单元数量）也有所变化。

更快的计算速度和结果渲染

- IDEA v23 在计算速度和结果渲染方面进一步加强。从内部测试结果看，计算速度平均提升 35%，结果渲染提升 20% 到 25%。

混凝土基础的计算范围

- 针对平面尺寸较大的混凝土基础，IDEA v23 仅对底板接触的局部区域进行网格划分和接触计算，忽略非接触区域的影响。这样可以在保证计算精度的同时，大幅节省计算时间。

自动筛选控制组合

- IDEA v23 可以帮助用户从数量众多的荷载组合中筛选出起控制作用的少量荷载组合，以此在保证计算精度的前提下尽量提高计算效率。根据各个构件的内力分量，IDEA 基于以下原则筛选控制组合：

每个内力分量的正负最大值：共 12 个；

合剪力的最大值：共 1 个；

合弯矩的最大值：共 1 个；

正应力的正负最大值：共 2 个；

剪应力的最大值：共 1 个；

总应力的最大值：共 1 个；

综上，理论上每个构件存在 18 个控制组合，交于同一节点的 n 个构件则有 $18n$ 个控制组合。不过，考虑到荷载组合的重复性，实际计算的组合数量远远小于 $18n$ 。

其他更新

- 更加全面完整的计算报告
- 模型树中加工操作列表的自动分组
- 型钢截面库的搜索框
- 针对三维视图的更多控制选项
- 基于欧标的薄壁构件和锚栓的部分更新
- 面向开发者的参数化设计功能



ETABS+DC 多高层结构抗震、隔震设计实操培训班 (南京站) 圆满落幕

2023年5月26日~27日由北京筑信达工程咨询有限公司和上海江图信息科技有限公司共同举办的“ETABS+DC 多高层结构抗震、隔震设计实操培训班”在南京市雨花台区玉盘东街2号宜必思南京南站北广场酒店成功举办。



本次培训班共有26家单位36人参加，课程由筑信达技术部的技术支持工程师刘慧璇与杨硕老师，上海江图信息科技有限公司的技术应用工程师王硕共同讲解。报名单位涵盖了民用、电力、隔震支座厂家、石油石化、冶金、钢构、特装设备等行业，来自不同行业的工程师参与其中。通过某6层框架-剪力墙抗震结构设计案例和某5层框架隔震结构设计案例，带领大家完成多高层项目在ETABS+DC中的全过程设计，达到可独立操作ETABS、DC完成设计的目标。

培训现场大家都积极的参与到学习和讨论中来，工程师抓住机会纷纷提出自己的疑问，老师一一耐心解答，在案例实操过程中，老师走下讲台为工程师指导操作，帮助大家更好地掌握知识。

会后收到工程师的积极反馈，对内容设置和培训老师的精彩讲解给予好评。

通过理论讲解+案例实际操作的方式，学习了多高层项目在ETABS+DC中的全过程设计，收获了很多知识。

——南京长江都市建筑设计股份有限公司 刘工

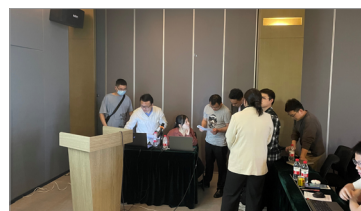
这次系统的培训对我的帮助很大，也请教了老师好几个之前有疑惑的问题，DC做隔震的功能很强大，不虚此行。

——道尔道科技股份有限公司 温工

老师讲解的案例特别实用，内容也很详细，学到了很多新的知识，要多多组织类似培训，讲解实际工程案例。

——中建八局设计管理总院 金工

通过两天的紧张学习，学员们普遍表示培训内容丰富，信息量大，在理论与操作两方面都有较大的收获，认为这次培训能对今后的工作带来积极帮助。在此也感谢参与的各位工程师，你们的认可是对我们努力最大的肯定，也欢迎更多的工程师关注和参与筑信达其他的线上和线下培训课程。



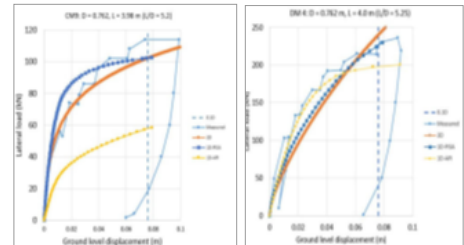


筑信达 PLAXIS 海上风电大直径单桩设计优化软件 线上培训班报道

2023年6月20日，我们筑信达针对海上风电大直径单桩设计优化工作中，plaxis的应用问题做了详细的解读。

1. PISA 项目的概述

PISA 是牛津大学等研究单位，通过现场试验、数值模拟、设计模型开发研究，提出的新的设计方法。PISA 考虑单桩基础为厚梁，采用铁木辛柯梁理论，将梁的剪切变形纳入到整体计算中。



2. 基于 API 规范、基于有限元、基于 1D PISA 算法的比较与应用

API函数	
· 参数设置	
g Analysis.h: 泥面以上长度	g Analysis.SoilLayers: 土层
g Analysis.L: 泥面以下长度	g Analysis.SoilLayers[] Top: 顶部
g Analysis.Dout: 外径	g Analysis.SoilLayers[] Bottom: 底部
g Analysis.E: 杨氏模量	g Analysis.SoilLayers[] SoilReactionCurveFilename: 土反力曲线名称
g Analysis.CalculationType: 计算类型	g Analysis.Segments: 壁厚
g Analysis.H: 桩顶力	g Analysis.Segments[] Top: 顶部 (壁厚变化)
g Analysis.M: 桩顶力矩	g Analysis.Segments[] Bottom: 底部 (壁厚变化)
g Analysis.VgOverDout: 桩顶目标位移	g Analysis.Segments[] t: 壁厚值

API函数	
· 结果获取	
ResultTypes.MonopileResponseCurves H-v和M-q每个计算步的结果	例子: result=g.getresult(g.ResultTypes.MonopileResponseCurves.g.ModelAnalysisID) 程序获取H-v和M-q的结果, 并把结果储存到result变量中。
ResultTypes.MonopileResponseDepthVariation 桩的内力、变形随深度的变化	
ResultTypes.SoilProfile—土参数随深度变化	
ResultTypes.ShaftSoilReactionCurves—每个计算步的p-v、m-q结果	
ResultTypes.BaseSoilReactionCurves—每个计算步的H-v、M-q	
ResultTypes.NormalisedShaftSoilReactionCurves—归一化的桩身桩-土作用结果	
ResultTypes.NormalisedBaseSoilReactionCurves—归一化的桩底桩-土作用结果	
ResultTypes.ShaftDepthVariationFunctions—桩身深度变化函数	ResultTypes.BaseDepthVariationFunctions—桩底深度变化函数

3. PYTHON 脚本的应用

4. HSS 和 NGI-ADP 本构模型，包含：硬化土、NGI-ADP

经过为期半天的培训，参会的各位工程师普遍反映，对于 PLAXIS MONOPILE DESIGNER 在大直径单桩优化设计中的应用有了深入了解，更清楚软件的技术优势，以及能为实际工程带来的经济效益。同时也认可了我们在技术上的探索，很多单位都提出了技术服务需求。

感谢广大工程师的参与与支持，我们将努力探索技术方案落地，让 PLAXIS 软件真正应用于工程，真正为工程带来效益。

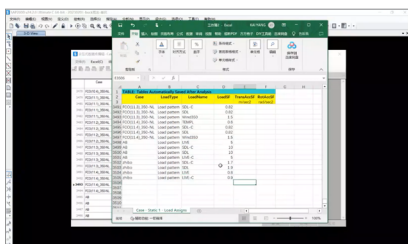
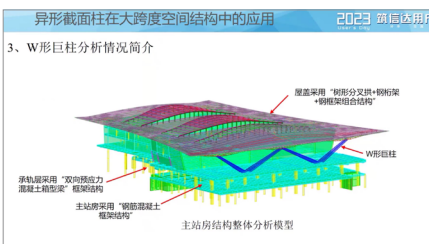
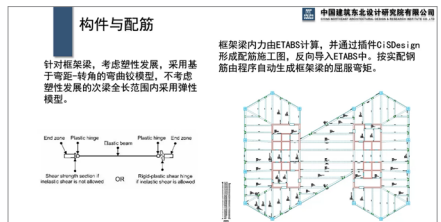
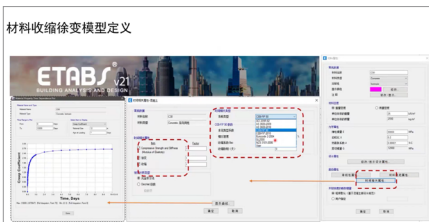
期待与更多的单位合作。



“2023 筑信达用户大会线上分享会”系列活动

本次筑信达用户大会经过数月的广泛征集，收到来自全国四十余家工程单位和高校共计七十余份项目作品，经过行业专家评审组的评选，最终诞生了16个优秀奖，这十几个优秀项目涉及工业结构、空间结构、减隔震技术、二次开发、岩土工程等多个领域，并在用户大会现场进行了部分优秀项目的分享。

由于用户大会现场时间有限，无法详尽地展示各个项目的技术要点和成果，我们特地组织了“2023 筑信达用户大会线上分享会”系列活动，邀请各位优秀项目专家与大家分享软件应用经验。截至目前，已经邀请各位专家举办了高层结构与性能化设计系列的“ETABS 超高层全阶段长期收缩徐变分析”、“粘滞阻尼伸臂减震技术应用研究”、“超高层结构的动力弹塑性时程分析 ETABS 应用实例”，以及空间结构设计系列的“异形截面柱在大跨度空间结构中的应用”、“SAP2000 在厦门白鹭体育场设计中的应用”五个项目交流会，共计6期达人坛，应用软件涉及 ETABS、SAP2000、IEDA 和筑信达 DC、Designer，涵盖时程分析、稳定性分析、阶段施工分析、弹塑性分析等复杂分析功能，探讨了一些需要通过软件灵活解决的工程难题，交流会干货满满，气氛活跃。（后期还会陆续开展二次开发、减隔震技术等专题分享会，敬请期待！）



供稿：刘慧璇

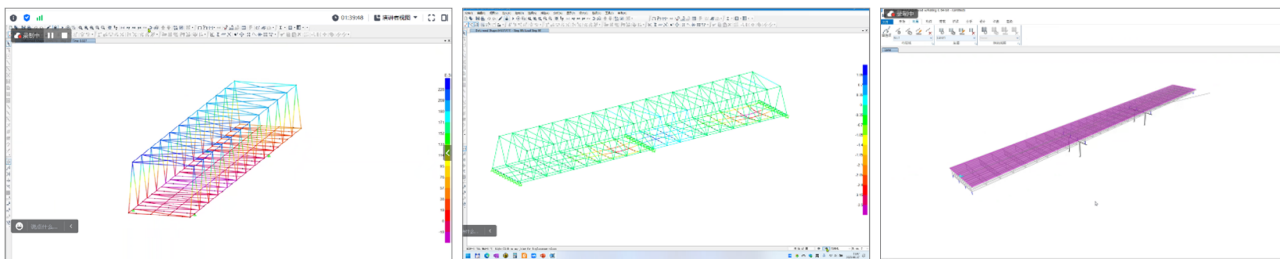


【助力全国大学生结构设计竞赛】“桥梁结构设计” 专题培训顺利举办

全国大学生结构设计竞赛是我国重要的学科竞赛之一，多年来备受全国各大高校师生的关注与重视。适逢第六届全国大学生结构设计竞赛开展之际，为了让更多参赛师生了解和应用国际领先的 **SAP2000** 和 **CSiBridge** 软件，特组织此次“桥梁结构设计”专题培训，第六届全国大学生结构设计竞赛赛题为：《撞击荷载下变参数两跨四车道桥梁结构设计与制作》，培训内容主要以第二届全国大学生结构设计竞赛赛题：《两跨双车道桥梁结构模型设计、制作和移动荷载作用的加载试验》为例，重点讲解软件实操建模。

本次培训共分为三次课程，参赛师生关注度较高，高校 **45** 家，企业 **8** 家。培训平台采用了腾讯会议直播以及微信公众号同步直播的方式，三次培训课程由张主任和吕工进行讲解，讲解过程细致而生动，将建模步骤详细展示，既有关于正确操作的流程示范，又有实际操作中存在的问题，讲解思路清晰，明了易懂，学员们积极响应并踊跃提问，培训结束后工程师们结合报名收集到的大家关注的问题以及直播中提出的问题统一进行解答，并引导学员们自主学习以往视频。因各种原因未能观看直播的老师同学们也积极地利用闲暇时间观看回放视频，**b** 站三次培训视频播放总量达到 **1075** 次。此外，针对此次培训还建立了专用的微信交流群，主要用于软件试用申请、日常技术问题答疑，以及视频课件分享。

此次培训整体反馈很好，达到了很好的培训效果，也收到部分反馈希望下次培训时间可以再提前一些。



供稿：王晋京

征稿启事



如果你使用过我们的产品
如果你喜爱工程分析

或许你正困惑其中
或许你已成果丰硕

欢迎来这里发声!

这里
可以提问
也可以“炫技”

可以严肃
也可以顽皮

题材不限
风格不拘

只要与它们相关
SAP2000、ETABS、SAFE、
Perform3D、CSiBridge、PLAXIS
……

请速速

筑信达《技术通讯》是面向广大土木工程师的技术刊物，内容覆盖筑信达全线产品（CSI结构/桥梁产品、PLAXIS岩土产品、筑信达自主开发产品）的最新动态、技术知识。旨在帮助工程师们更好地将软件产品应用于工程实践，同时也为工程师们切磋数值分析技术、分享工程应用经验提供平台！

欢迎广大工程师踊跃投稿！

稿件一经采纳，作者将有机会获赠：

- 技术专著
- 产品单机版免费限时使用权
- 高级培训免费名额

投稿请寄

support@cisec.cn

(请注明“技术通讯”投稿)

期待与你的相识!

你是我的菜



CsIBRIDGE

SAP2000

ETABS

SAFE

PERFORM3D

CiSDesigner

CiSGTCAD

CiSModelCenter

CiSOpenSteel

CiSDesignCenter

PLAXIS

IDEA

**DEEP
EX**



在线支持
support.cisec.cn



网络课堂
www.cisec.cn



知识库
wiki.cisec.cn



视频教程
i.youku.com/bjcisec