



WindPower
智慧风基

致力于风电设计领域的领跑者

- WindPower 智慧风基软件介绍
- ETABS 与其它软件进行指标对比时的注意事项
- 基于 SAFE 的欧标冲切设计概述及与国标的异同
- 梁拱体系桥梁中吊杆力的计算
- 工程应用常见问题案例解析



主办：北京筑信达工程咨询有限公司

主编：李立

美编：张翠莲、王蓉

北京筑信达工程咨询有限公司

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

网址：www.cisec.cn 在线支持：support.cisec.cn

邮箱：support@cisec.cn (技术支持)

sales@cisec.cn (产品销售)

筑信达武汉技术中心

地址：武汉市洪山区武珞路 717 号兆富国际 1308 室

技术热线：027-8788 6890 / 8788 6891

区域代理

北方区

北京华思维泰克科技有限公司

联系人：王博

手机：159 1060 8694

华东区

上海江图信息科技有限公司

联系人：薛平

手机：137 0172 6345

华南区

广州倍益软件技术有限公司

联系人：田茂金

手机：137 6071 9009

华中区

武汉百思通科技有限公司

联系人：叶亮

手机：139 9561 6575

西南区

金橡果科技成都有限公司

联系人：刘宇

手机：185 1282 0985

Content

— 专题文章 —



WindPower 智慧风基软件介绍 1



ETABS 与其它软件进行指标对比时的注意事项 8

基于 SAFE 的欧标冲切设计概述及与国标的异同 16

梁拱体系桥梁中吊杆力的计算 25

— 工程应用常见问题案例解析 —

基础错层时的层剪力统计 33

基础不同标高时的层剪力统计 36

弹塑性时程分析模型检查二则 39

立柱在节点是否打断对美标设计的影响 44

梁的整体稳定系数与无支撑长度系数 46

是否考虑剪切中心对杆件分析的影响 48

阶段施工分析时临时支座的模拟 50

新版发布 53

活动报道 55

2023 筑信达用户大会 1 号通知 57



WindPower 智慧风基软件介绍

筑信达 孙雪艳

“双碳”战略提出建立以新能源为主体的电力系统。风电是新能源中技术成熟的发电方式，也是清洁的可再生能源。随着新能源技术的发展和储能技术的涌现，风电的竞争力进一步加强。在新技术和新能源的共同推动下，风电具有广阔的发展前景。风机发电塔属于高耸结构，基础是风力发电机组的主要承载部件，是保证风力发电机组的安全所在。基础承受 360 度重复荷载和大偏心受力，对地基基础的要求高，妥善地设计风机基础，是风电工程的设计重点。

WindPower 智慧风基软件（以下简称智慧风基）是阳光新能源开发股份有限公司委托北京筑信达工程咨询有限公司研发的一款风机基础设计软件。智慧风基软件可以进行重力式基础、肋梁基础、承台桩基础的设计、优化、计算书输出、有限元模型对比和施工图绘制。本文介绍智慧风基软件的主要功能。

1.功能简介

智慧风基软件可以对圆形重力式基础、多边形重力式基础、圆形肋梁基础、多边形肋梁基础、圆形承台桩基础和多边形承台桩基础进行设计，根据软件的使用过程分为六大功能模块：建模模块、设计验算模块、优化设计模块、计算书输出模块、施工图模块、有限元模块。

智慧风基软件操作主界面如图 1 所示，中间视图区，根据功能显示各视图，上方是菜单条，按照基础类型分类；左侧是导航栏，显示当前类型的所有基础以及副菜单项（副菜单项与主菜单有相同的功能）；右侧是数据编辑窗口，编辑模型信息、钢筋信息等；下侧是结果显示区，显示设计结果。选择基础类型后，在同一菜单下完成该类型基础的设计全过程。

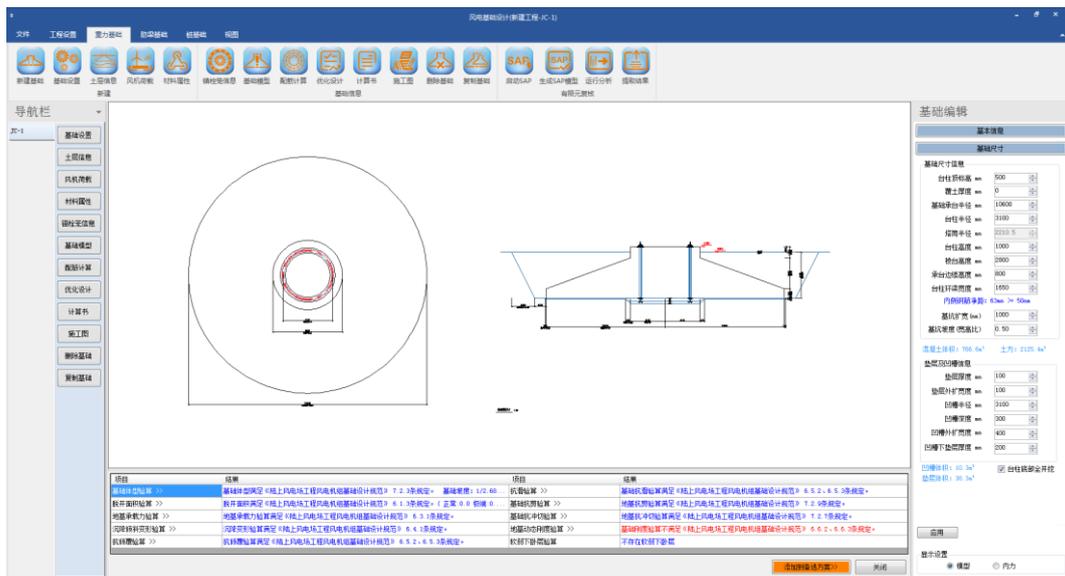


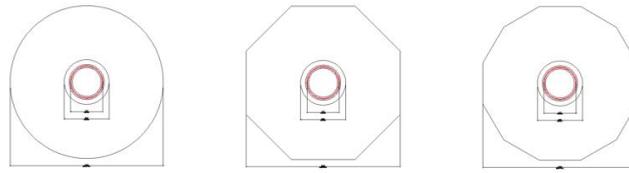
图 1 WindPower 智慧风基软件操作界面

2.建模

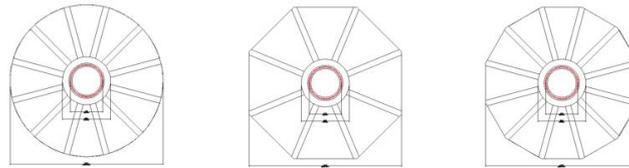
智慧风基软件可以计算的基础类型如图 2 所示。软件采用参数化建模的方式输入模型的各参数，在输入各项设计参数时，对于规范中相关的参数，给出规范的数据表格用于参考。土层数据、荷载数据、锚栓笼数据等支持导入导出操作，可以将数据导出为 Excel 文档，也可以编辑 Excel 文件，并将文件中的数据导入到软件中。规范表格提示可以快速进行设计参数的输入，免去查阅规范的操作。数据的导入导出进行数据的重复使用，提高数据的利用率。

模型数据分类进行输入，切换各个数据输入项，可以在菜单中选择相应功能，也可以使用导航栏中的按钮进行功能切换，两种方式均可以修改模型数据。

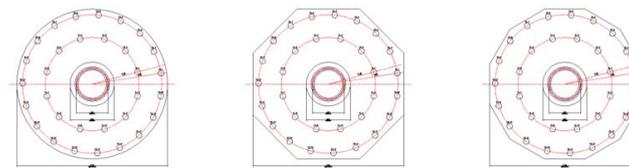




(a)重力式基础



(b)肋梁基础



(c)承台桩基础

图2 基础类型

在基础模型和配筋计算功能中，修改模型的数据，如基础尺寸修改、基础配筋信息调整等，视图区下方的设计结果实时更新。设计结果按照验算项分类显示，点击具体设计项，可查看设计细节，如图3所示，在设计结果中点击基础抗剪验算，弹出的窗口中显示基础抗剪验算的设计细节。

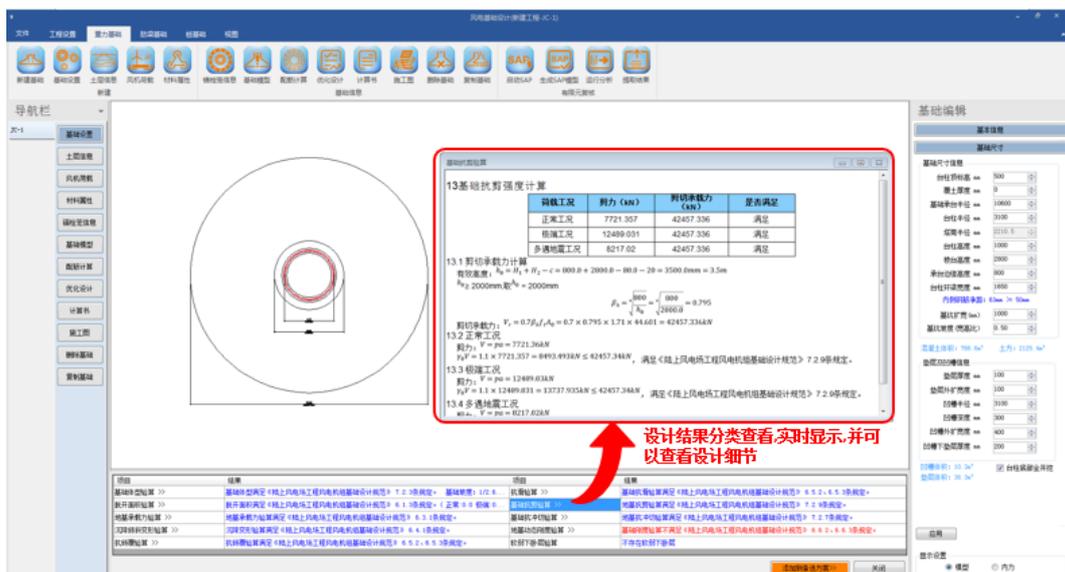


图3 设计结果实时更新



图形区显示基础模型的信息，也可以显示基础内力，重力式基础和肋梁基础显示基础压力，桩基础显示桩的内力。如图4所示。

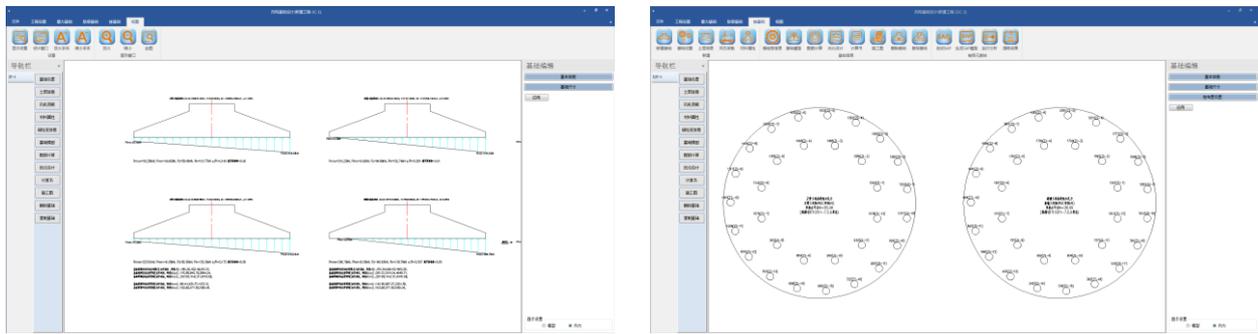


图4 内力显示

3.设计

智慧风基软件设计模块依据规范对基础模型进行验算和配筋设计。对重力式基础和肋梁基础主要依据《陆上风电场工程风电机组基础设计规范》进行计算。对桩基础主要依据《陆上风电场工程风电机组基础设计规范》和《建筑桩基技术规范》进行计算。不同类型基础进行的验算见表1。

表1 基础验算项

验算项	重力式基础	肋梁基础	承台桩基础
基础体体验算	√		
脱开面积验算	√	√	
地基承载力验算	√	√	√
沉降变形验算	√	√	√
倾斜变形验算	√	√	√
抗倾覆稳定验算	√	√	
抗滑稳定验算	√	√	
抗冲切验算	√	√	√
抗剪验算	√	√	√
软弱下卧层验算	√	√	√
地基动态刚度验算	√	√	
预应力锚栓笼验算	√	√	√
承台配筋计算	√		√
基础底板配筋计算		√	
肋梁配筋计算		√	
裂缝计算	√	√	√
疲劳计算	√	√	√
桩水平承载力验算			√
桩竖向承载力验算			√
桩抗拔承载力验算			√
桩身强度计算			√

承台配筋进行精确配筋计算。承台的悬挑宽度进行分段，对每一段进行受弯配筋计算。重力式基础以单位弧长为一个计算单元，按照承受均布荷载的悬臂构件进行计算。肋梁基础主梁内力按照悬臂梁计算，每个梁承受一个梁格范围内的力。承台桩基础以最外圈三根桩所均分的承台扇形面为计算单元，计算内力为受力最大单元的内力。

承台配筋和肋梁配筋可以输入钢筋信息进行校核，也可以根据内力进行配筋设计，进行快速选筋。基础钢筋按照类型分



类进行编辑，包括环向钢筋、径向钢筋、台柱钢筋、肋梁钢筋以及构造钢筋。调整配筋信息时，实时显示配筋结果，提示输入钢筋是否满足配筋要求。

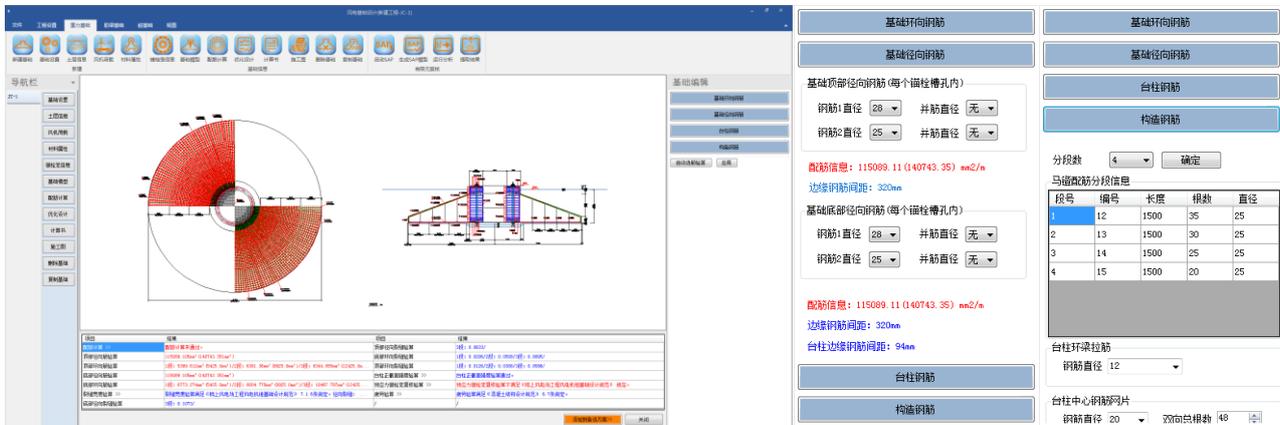


图 5 配筋设计

承台桩基础，桩的计算类型支持灌注桩、后注浆灌注桩、预制桩、嵌岩桩、扩底灌注桩。在承载力计算中考虑了液化土的影响。桩顶内力的计算提供了两种算法，可以使用《陆上风电场工程风电机组基础设计规范》7.5.6 节方法，也可以使用《建筑桩基技术规范》附录 C 中的考虑承台、基桩协同工作和土的弹性抗力作用计算方法，使用附录方法进行计算时，输出详细的计算书，如图 6 所示。

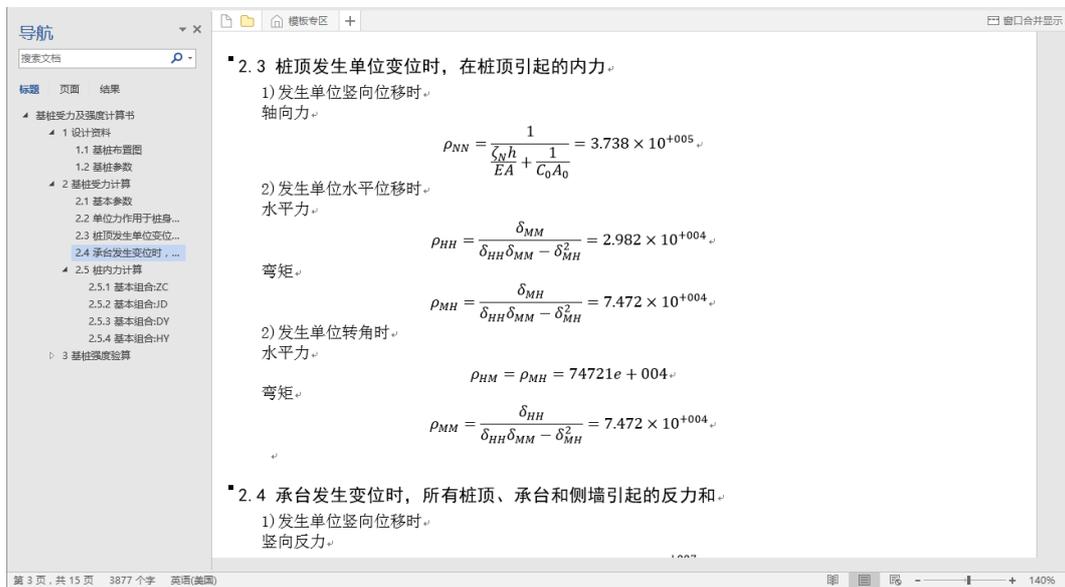


图 6 桩基础附录 C 方法计算书

4. 优化选型

风电基础设计的主要工作是根据风机大小和地质条件进行基础选型。实时显示设计结果便于查看模型是否满足规范要求，方便基础选型。如何选择最优的模型需要工程师具有一定的经验，并且需要多次调整才可以选出满足要求的基础。智慧风基软件提供了优化设计模块进行基础自动选型。根据输入的土层信息、荷载参数，设置选型条件，软件自动进行基础优化选型，选出设定范围内的所有满足条件的基础，并给出所有方案的结果对比报告，包括基础的尺寸信息、土方量、混凝土量和钢筋量。用户根据所有可选模型选择适合的模型。优化完成后，点击任何方案，可以查看当前基础模型的设计结果。



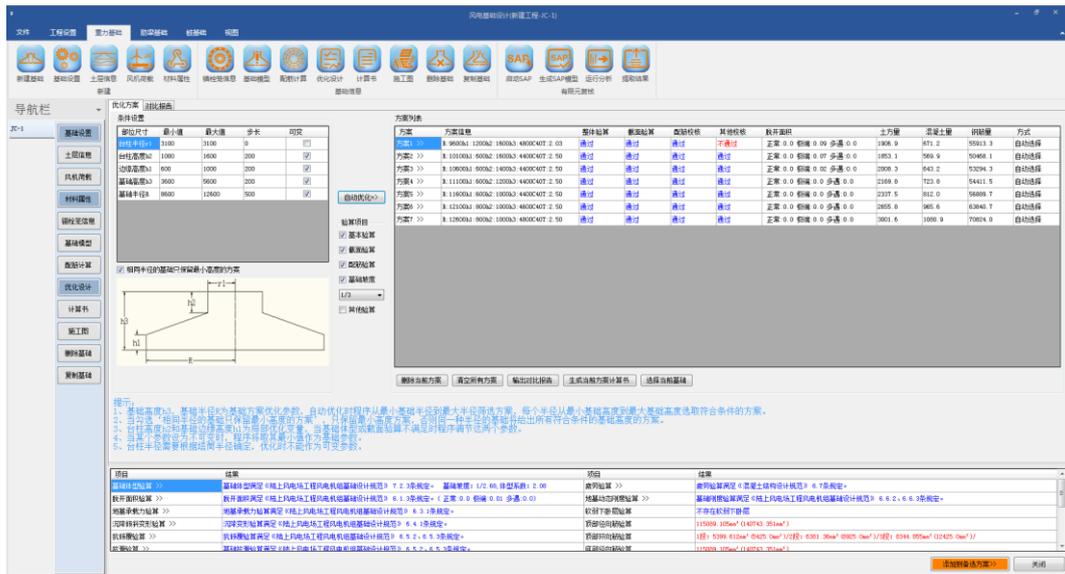


图7 优化设计

5. 计算书输出

计算书模块进行计算书的显示和导出。设计完成后，在计算书模块生成完整的计算书，包括封面、目录、模型信息和设计的全过程。计算书中，按照设计项分类显示设计结果，每项内容会输出总表，然后分项输出各工况的设计过程，设计过程中的公式、计算参数都有详细的来源，方便用户对结果进行校验。计算书可以保存为可编辑的 word 格式。

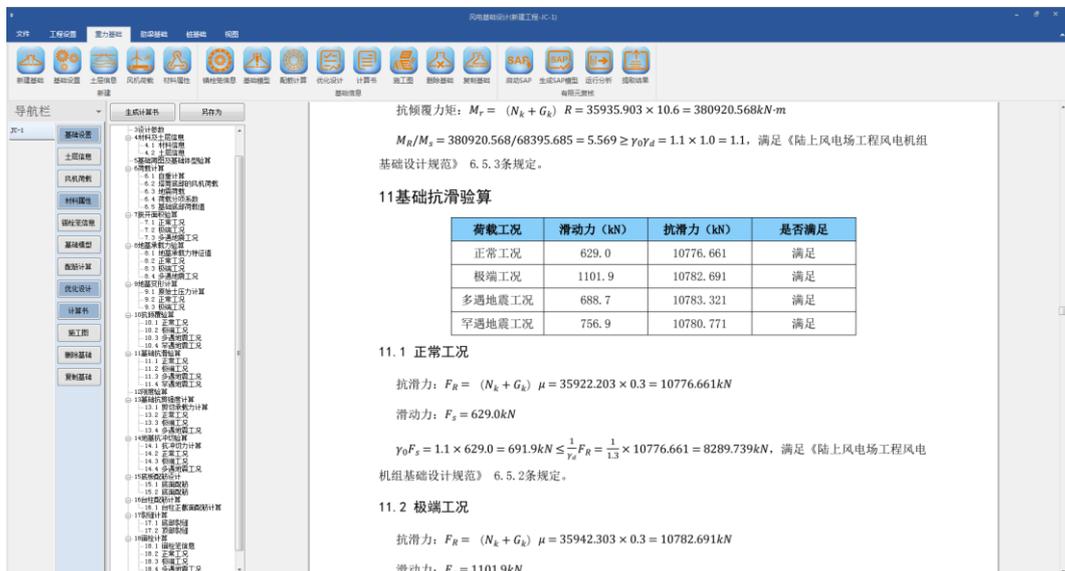


图8 计算书

6 施工图模块

施工图模块根据配筋结果直接绘制施工图，施工图中包括了承台底部配筋、承台顶部配筋、剖面图、材料统计表。钢筋统计表输出所有钢筋的统计数据，包括钢筋名称、钢筋简图、长度、重量等信息。施工图支持 DXF 文件的导出。

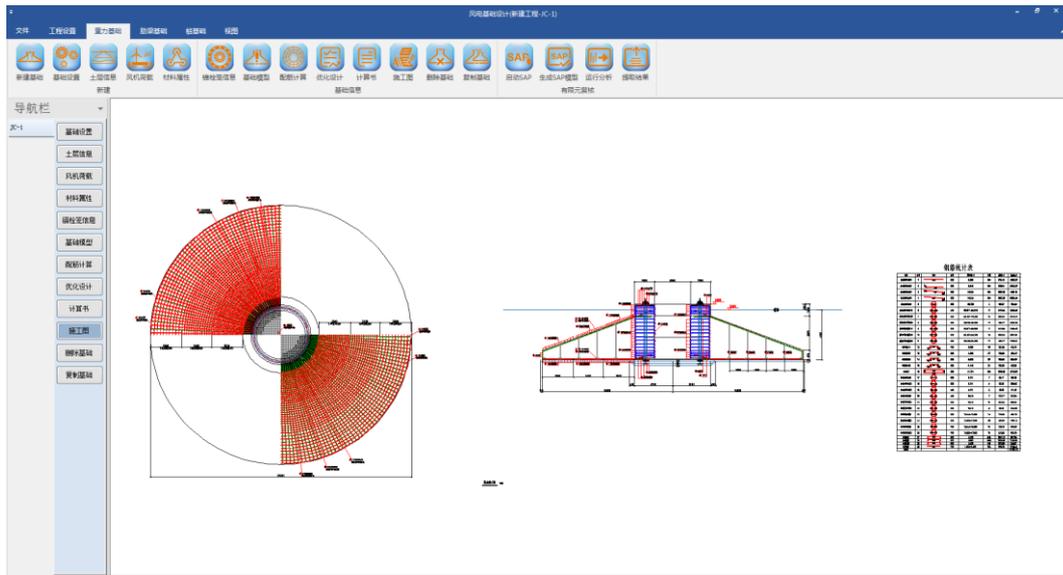


图 9 施工图

钢筋统计表

名称	编号	略图	型号	单根长(m)	根数	总长(m)	总重(kg)
基础底环径向筋1	1		Φ28	8.803	104	915.46	4396.83
基础底环径向筋2	2		Φ25	8.848	104	920.21	3523.33
基础顶环径向筋2	3		Φ25	10.124	104	1052.85	4031.16
基础顶环径向筋1	4		Φ28	10.124	104	1052.85	5056.69
基础过梁环向筋	5		Φ25	66.225	3	198.67	760.69
基础底环环向筋1段	6		Φ28	50.517~66.225	11	642.08	3083.82
基础底环环向筋2段	7		Φ28	35.437~49.260	13	550.53	2644.14
基础底环环向筋3段	8		Φ28	19.478~34.495	17	458.77	2203.40
基础顶环环向筋1段	9		Φ25	50.517~66.225	11	642.08	2458.40
基础顶环环向筋2段	10		Φ25	35.437~49.260	13	550.53	2107.89
基础顶环环向筋3段	11		Φ25	19.478~34.495	17	458.77	1756.53
马镫钢筋1段	12		Φ25	3.080	35	107.80	412.75
马镫钢筋2段	13		Φ25	4.200	30	126.00	482.43
马镫钢筋3段	14		Φ25	5.320	25	133.00	509.23
马镫钢筋4段	15		Φ25	6.440	20	128.80	493.15

图 10 钢筋统计表

7.有限元模型

上述基础设计过程是按照规范公式进行设计，基础要符合一定的假定。智慧风基软件提供了有限元功能，可以使用 SAP2000 结构分析软件进行有限元计算。有限元复核的过程不需要用户手动进行模型的设计与调整。在有限元模块中，点击相应的功能按钮，进行 SAP2000 有限元软件的启动，自动生成模型、分析、提取有限元分析的结果，与规范值进行对比。

有限元模型是独立的 SAP2000 文件，可以在 SAP2000 软件中进行模型的查看。结果对比文件输出规范值与有限元解的对比，包括承台各段的内力对比、锚板的局部压力值结果。

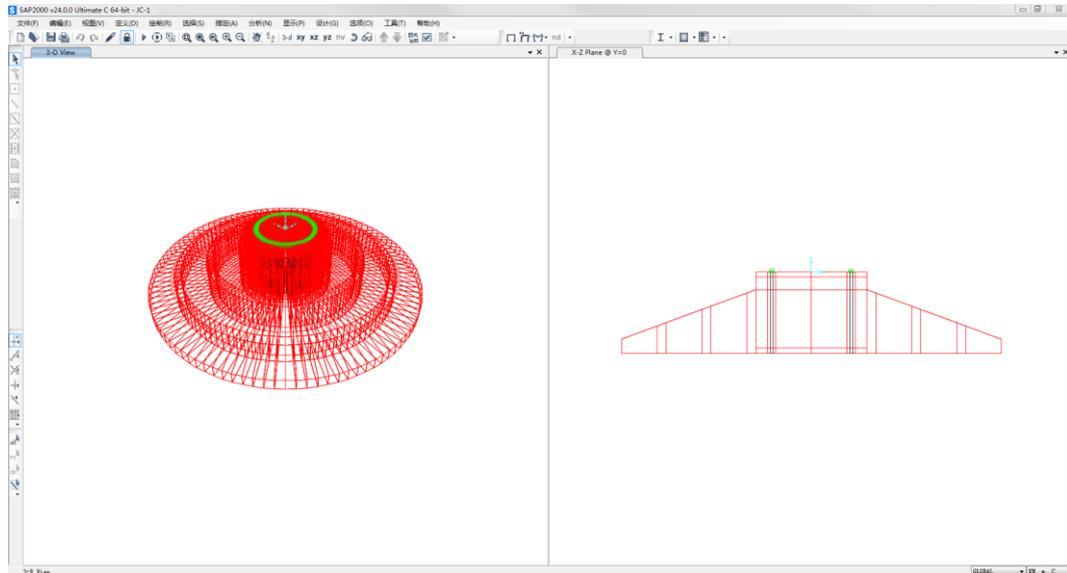


图 11 有限元模型

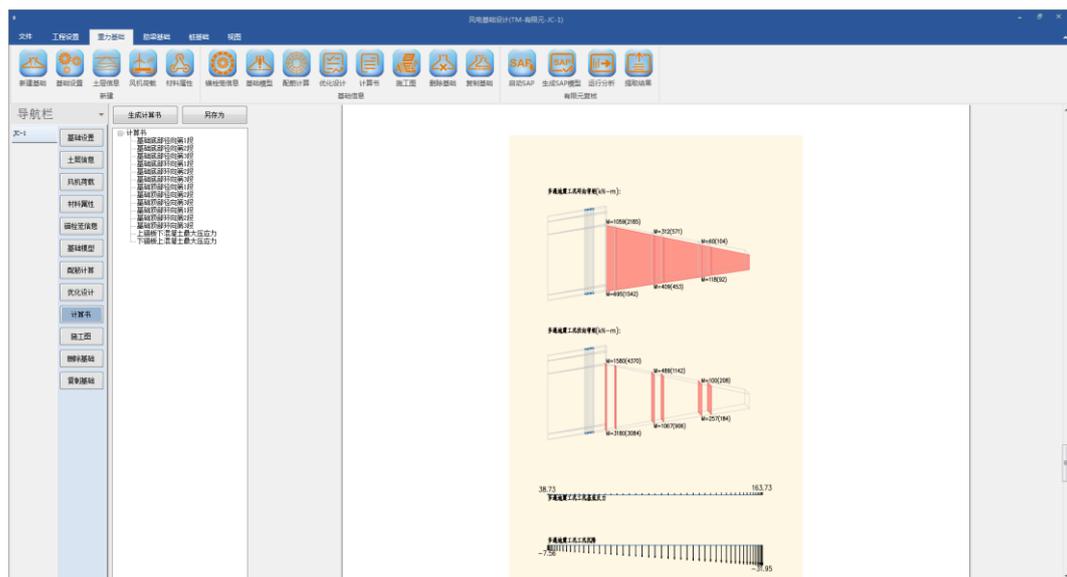


图 12 结果对比

8. 总结

WindPower 智慧风基软件实时显示设计结果可以快速确定设计结果，智能优化设计可以进行基础的选型和结果对比，快速选型，有效提升工作效率。报告书和施工图是可以交付的文件，报告书输出图、文、表并茂的计算书，可以查看基础设计的全过程，施工图按照行业习惯进行绘制，可直接使用。有限元模块能得到有限元解，是对规范算法的补充和校验。

WindPower 智慧风基软件实现风机基础设计的全过程，流程化的操作简单易学，从设计输入到设计输出提供了不同的方式提升建模和设计的效率，是风机基础设计的有利帮手。欢迎广大工程师与筑信达公司及各区域代理商联系试用！

ETABS 与其它软件进行指标对比时的注意事项

筑信达 刘慧璇

随着多/超高层、多塔等复杂项目的广泛运用，以及计算机技术的革新，越来越多的项目需要用多款软件进行二次校核。然而，由于不同的软件有不同的计算假定，模型的计算参数设置方法也存在较大的差异，工程师进行模型对比时经常遇到各式各样的问题。本文将简要梳理指标对比的基本思路，从质量、周期、层剪力、其它指标四个方面进行整理，为大家提供一些解决方案。

1. 质量对比

一般模型转换完成后，首先需要对比模型质量。

如图 1-图 4 所示，可以先对比恒载、活载下的基底反力，确定结构质量大体上是否吻合，判断是否存在恒载或活载的丢失。此外，可以查看各层质量，用户常遇到的问题是“顶层质量差异较大”，这是因为 ETABS 是将上下各半层的结构质量凝聚到本层，而国内常用的 PKPM 或 YJK 软件是将本层质量凝聚到层标高处。所以对于顶层，ETABS 的顶层质量通常为上述软件质量的一半，但总质量应该相当。

筑信达 DC 的指标对比报告可以直接提供如图 5 所示的对比结果，供大家参考。

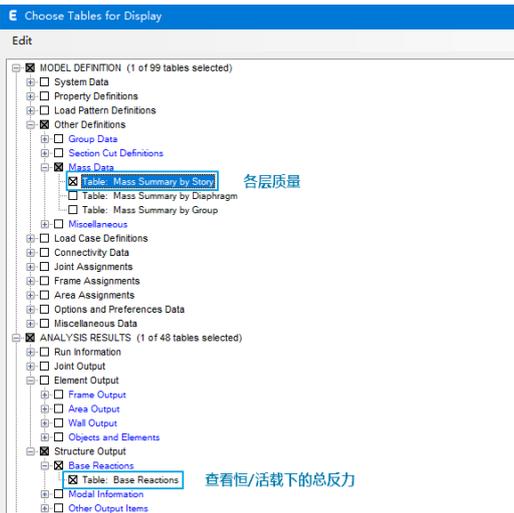


图 1 ETABS 中质量的查看

Output Case	Case Type	FX kN	FY kN	FZ kN
DL	LinStatic	0	0	57436.1308
LL	LinStatic	0	0	19927.8382

恒载 57436/9.8=5861t 活载 19928/9.8=2033t

图 2 ETABS 中恒/活基底反力

Story	UX kg	UY kg	UZ kg
Story6	1341242.13	1341242.13	0
Story5	1000035.28	1000035.28	0
Story4	1001383.15	1001383.15	0
Story3	1001383.15	1001383.15	0
Story2	1001383.15	1001383.15	0
Story1	1398730.69	1398730.69	0
Base	128734.67	128734.67	0

图 3 ETABS 中各层质量

层号	塔号	质心X (m)	质心Y (m)	质心Z (m)	恒载质量 (t)	活载质量 (t)	附加质量 (t)	质量比
6	1	19.336	15.431	22.400	1154.7	274.5	549.1	0.0 1.44
5	1	17.631	15.095	18.800	911.1	82.0	164.1	0.0 1.00
4	1	17.631	15.095	15.200	911.1	82.0	164.1	0.0 1.00
3	1	17.631	15.095	11.600	911.1	82.0	164.1	0.0 1.00
2	1	17.631	15.095	8.000	911.1	82.0	164.1	0.0 0.70
1	1	17.789	15.072	4.400	1015.9	393.7	787.5	0.0 1.00
合计	--	--	--	--	5815.0	996.4	1992.8	0.0

活载总质量 (t): 996.391
恒载总质量 (t): 5815.021
附加总质量 (t): 0.000
结构总质量 (t): 6811.411
恒载产生的总质量包括结构自重和外加恒载
活载质量 = 活荷载力荷载代表值系数*活荷载等效质量

图 4 YJK 中质量的查看

楼层	模型一 YJK模型				模型二 ETABS模型				误差 (%)
	恒载 (t)	活载 (t)	楼层 (t)	质量比	恒载 (t)	活载 (t)	楼层 (t)	质量比	
Story6	1154.7	274.5	1429.2	1.439	/	/	1341.24	1.341	6.15%
Story5	911.1	82.0	993.1	1.0	/	/	1000.04	0.999	0.7%
Story4	911.1	82.0	993.1	1.0	/	/	1001.38	1.0	0.83%
Story3	911.1	82.0	993.1	1.0	/	/	1001.38	1.0	0.83%
Story2	911.1	82.0	993.1	0.705	/	/	1001.38	0.716	0.83%
Story1	1015.9	393.7	1409.6	1.0	/	/	1398.73	1.0	0.77%
总计	5815.0	996.2	6811.2	/	/	/	6744.16	/	0.98%

图 5 筑信达 DC 输出的质量对比结果

当各层质量都存在偏差时，可以从以下几点检查模型：

①YJK 或 PKPM 中是否勾选了自动计算现浇楼板自重？ETABS 中默认在恒载中考虑了构件自重，如图 7，结构自重由材料密度和构件体积自动计算。



图 6 YJK 中考虑楼板自重



图 7 ETABS 中考虑结构自重





②通过【分析】>【检查模型】判断 ETABS 模型中是否存在 N 边形膜单元 ($N \geq 5$) 划分导致的荷载丢失。若存在荷载丢失, 可通过【选择】>【标签】>【壳标签】定位单元所处的位置, 手动将其分割为三/四边形。

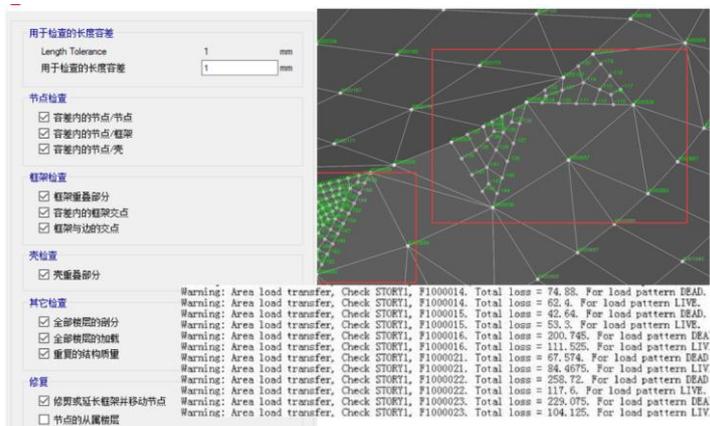


图 8 检查模型

③ETABS 中默认会通过端部偏移扣除梁柱重叠区的构件自重, 但其它构件重叠部分的自重无法扣除, 而 YJK 中可以勾选扣除重叠质量, 这可能导致 ETABS 模型的质量偏大一些。

2. 周期对比

当模型质量吻合, 可以对比两个模型的周期结果, 如下图所示:

(Z向扭转质量系数只在强刚性板下有意义, 对于非强刚性板下的计算结果仅供参考)

振型号	X向平均质量系数(sum)	Y向平均质量系数(sum)	Z向扭转质量系数(sum)	振型号	周期	转角	平动系数(X+Y)	扭转系数(Z)
1	70.41(70.41)	0.00(0.00)	1.00(1.00)	1	0.6063	0.41	0.99(0.99+0.00)	0.01
2	0.10(70.52)	65.82(65.82)	5.83(6.63)	2	0.3856	92.40	0.92(0.00+0.92)	0.08
3	0.77(71.28)	6.58(72.40)	65.39(72.02)	3	0.3391	69.83	0.10(0.01+0.08)	0.90
4	18.92(90.20)	0.00(72.40)	0.20(72.22)	4	0.1510	0.36	0.98(0.98+0.00)	0.02
5	0.01(90.21)	19.40(91.80)	0.82(73.05)	5	0.0983	91.27	0.98(0.00+0.98)	0.02
6	0.14(90.35)	0.45(92.25)	19.01(92.06)	6	0.0884	43.37	0.04(0.02+0.02)	0.96
7	7.09(97.44)	0.01(92.25)	0.01(92.07)	7	0.0734	1.07	0.97(0.97+0.00)	0.03
8	0.02(97.46)	5.83(96.08)	0.00(92.07)	8	0.0506	91.45	0.99(0.00+0.99)	0.01
9	1.70(99.17)	0.02(98.11)	0.25(92.32)	9	0.0474	0.62	0.95(0.95+0.00)	0.05
10	0.34(99.51)	0.02(98.13)	5.60(97.93)	10	0.0453	27.11	0.05(0.04+0.01)	0.95
11	0.34(99.84)	0.16(98.29)	0.00(97.93)	11	0.0345	0.23	0.97(0.86+0.11)	0.03
12	0.03(99.87)	1.37(99.66)	0.09(98.01)	12	0.0340	91.01	0.99(0.11+0.89)	0.01
13	0.06(99.93)	0.00(99.66)	1.62(99.64)	13	0.0305	1.59	0.04(0.03+0.01)	0.96
14	0.06(99.99)	0.00(99.66)	0.00(99.64)	14	0.0282	179.51	0.96(0.96+0.00)	0.04
15	0.00(99.99)	0.29(99.95)	0.01(99.65)	15	0.0255	89.20	0.98(0.00+0.98)	0.02

X向平动振型参与质量系数总计: 99.99%
Y向平动振型参与质量系数总计: 99.95%

图 9 YJK 中周期结果的查看

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None 模态质量参与系数 Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period sec	UX X向平动	UY Y向平动	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ Z向扭转	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0.618	0.7039	1.922E-06	0	0.7039	1.922E-06	0	1.019E-05	0.3126	0.0136	1.019E-05	0.3126	0.0136
Modal	2	0.386	0.0024	0.5876	0	0.7062	0.5876	0	0.2596	0.0011	0.1384	0.2596	0.3137	0.152
Modal	3	0.347	0.0097	0.1387	0	0.7159	0.7264	0	0.0482	0.0045	0.5774	0.3079	0.3182	0.7294
Modal	4	0.155	0.1864	0.0001	0	0.9024	0.7265	0	0.0004	0.4243	0.0058	0.3083	0.7425	0.7352
Modal	5	0.106	0.0021	0.1484	0	0.9045	0.8749	0	0.3612	0.0044	0.0363	0.6695	0.7469	0.7715
Modal	6	0.096	0.0026	0.0458	0	0.9071	0.9207	0	0.1095	0.0057	0.1467	0.779	0.7527	0.9182
Modal	7	0.083	0.0563	0.0013	0	0.9634	0.922	0	0.0034	0.1398	0.0029	0.7824	0.8925	0.921
Modal	8	0.076	0.0037	1.877E-05	0	0.9672	0.922	0	0.0004	0.0099	5.395E-06	0.7828	0.9023	0.921
Modal	9	0.065	0.0053	0.0338	0	0.9724	0.9558	0	0.0896	0.0128	0.0068	0.8724	0.9152	0.9299
Modal	10	0.061	0.0006	0.0026	0	0.9731	0.9584	0	0.0055	0.0022	0.0061	0.8779	0.9174	0.936
Modal	11	0.06	0.0099	3.26E-05	0	0.9829	0.9584	0	0.0001	0.0324	0.0059	0.8781	0.9498	0.9419
Modal	12	0.057	0.0053	0.0177	0	0.9882	0.9761	0	0.0487	0.0139	0.0236	0.9268	0.9637	0.9655
Modal	13	0.051	0.0028	0.004	0	0.991	0.9802	0	0.0141	0.0085	0.0012	0.9409	0.9722	0.9687
Modal	14	0.049	0.0001	0.0012	0	0.9911	0.9813	0	0.0034	0.0005	0.0006	0.9443	0.9726	0.9673
Modal	15	0.047	0.0017	0.0007	0	0.9928	0.982	0	0.002	0.0051	0.0005	0.9463	0.9777	0.9679

累计质量参与系数 累计质量参与系数

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None 模态方向系数 振型方向系数

Case	Mode	Period sec	UX 平动系数	UY	UZ	RZ 扭转系数	UX*	UY*	UZ*	RZ*
Modal	1	0.618	0.983	0	0	0.017	0.981	0	0	0.019
Modal	2	0.386	0.003	0.828	0	0.169	0.003	0.807	0	0.19
Modal	3	0.347	0.014	0.181	0	0.806	0.013	0.191	0	0.795

图 10 ETABS 中周期结果的查看



周期相差较大时，具体从下几点检查模型。

2.1 梁柱节点刚域

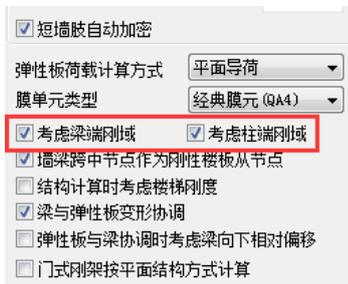


图 11 YJK 中梁柱刚域的设置



图 12 ETABS 中刚域的设置



图 13 筑信达 DC 转换模型时刚域的设置

采用筑信达 DC 转换模型时需注意梁柱节点刚域的设置，勾选后将在 ETABS 中对相应的构件设置刚域系数 0.5，即节点刚性范围为构件端部偏移长度的 50%。YJK 或 PKPM 中刚域范围按《高层建筑混凝土结构技术规程》5.3.4 条计算，一般情况下计算得到的范围与刚域系数 0.5 接近，两者差异在可接受范围内。

2.2 刚性隔板 or 准刚性隔板

采用筑信达 DC 转换模型时注意设置隔板属性。采用刚性隔板时，隔板范围内的节点无相对平动位移，与 YJK/PKPM 中的“全楼采用强制刚性楼板假定”一致。采用准刚性隔板时，则不会约束楼板变形，只用于施加风荷载和考虑地震作用的偶然偏心，与 YJK/PKPM 中“不强制采用刚性楼板假定”一致。当 YJK/PKPM 中选择“整体指标计算采用强刚，其它计算非强刚”时，对应着两种 ETABS 模型，若需对比整体指标，采用刚性隔板，若需对比构件设计结果，采用准刚性隔板。

2.3 剪力墙建模

对于框剪结构，需注意剖分墙体，不剖分会导致结构偏刚，周期偏小。一般情况下，两个对比模型按相同的剖分尺寸设置即可，筑信达 DC 转换模型的默认设置也是如此。但是由于不同软件模拟构件的方式不同，我们发现对于剪力墙布置较多的模型，尤其是剪力墙结构，在相同的剖分尺寸下，ETABS 与 YJK/PKPM 的模型周期很难吻合。由于 ETABS 对壳的剖分尺寸较 YJK/PKPM 更敏感，可酌情对 ETABS 的剖分尺寸进行调整，使结果一致。

其次是连梁的模拟，建议两个对比模型按相同的跨高比控制连梁的模拟方式，筑信达 DC 中的模型转换参数设置如图 14 所示。对于壳单元模拟的连梁，需手动在 ETABS 中完成细分，否则会导致结构偏刚，具体操作为：通过连梁标签选中所有连梁，对其指定剖分单元数量，如图 15 所示。对于线单元模拟的连梁，为了保证线单元与面单元交点处的转动刚度，需布置埋设梁，释放其轴力，仅提供抗弯刚度，埋设梁参数如图 16 所示。筑信达 DC 转换的模型会自动添加埋设梁，无需用户操作。



图 14 筑信达 DC 中的连梁转换选项



图 15 连梁细分

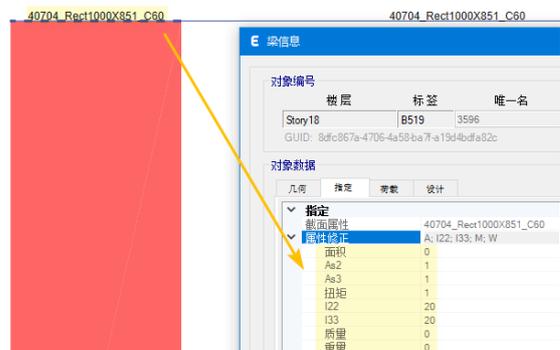


图 16 埋设梁的参数设置

关于剪力墙建模更详尽的内容可参考“[ETABS 中剪力墙建模与剖分常见问题剖析](#)”。

2.4 预设 P-delta

根据《高层建筑混凝土结构技术规程》5.4.2 条，当结构刚重比不满足要求时，需考虑重力二阶效应的不利影响，ETABS 中可以通过【定义】>【P-delta 选项】实现。对于需要预设 P-delta 的结构，目前筑信达 DC 转换的模型不会自动设置预设 P-delta 选项，其它接口转换得到的模型也经常遇到设置有误的情况，使得 ETABS 模型的计算结果偏刚。建议用户仔细检查 ETABS 中是否按需设置了预设 P-delta，其参数设置是否准确，如图 17 所示。

总之，对比模型周期时先观察两个模型的主振型是否一致？是否都是 X 向平动或 Y 向平动？相同振型下的周期是否吻合？若两个平动方向均偏柔或偏刚，则可重点检查梁柱刚域、隔板属性和预设 P-delta；若模型在某一平动方向存在差异，另一方向吻合，很有可能是框剪、框筒等带剪力墙模型，可重点观察存在差异的方向上剪力墙建模情况，剪力墙是否剖分？连梁是否细分？埋设梁是否设置妥当？

此外需要注意的是，ETABS 中只存在一个模型，YJK/PKPM 中则可能会存在多个模型，结果输出时会提供非强刚/强刚、连梁刚度折减/不折减多种情况下的指标，对比时注意结构指标的计算假定是否一致。

3. 层剪力

一般来说，质量和周期都能对上后，地震作用下的结构响应应该是吻合的，首先可以对比基底剪力，再对比层剪力。若基底剪力对比不上，可从以下几点入手检查：

① 地震参数

ETABS 中地震参数主要在反应谱函数中设置，如图 18，需仔细检查参数设置是否正确。

此外，检查模态阻尼的设置，抗震模型的模态阻尼主要在两个地方体现：材料定义中的材料阻尼属性（图 19）和反应谱工况中的模态阻尼（图 20），用户需根据实际情况设置，建议两个地方不要同时设置，否则程序会叠加考虑，更详细的内容可参考“[反应谱分析时结构的模态阻尼的来源](#)”。



图 17 预设 P-delta 选项



图 18 反应谱函数

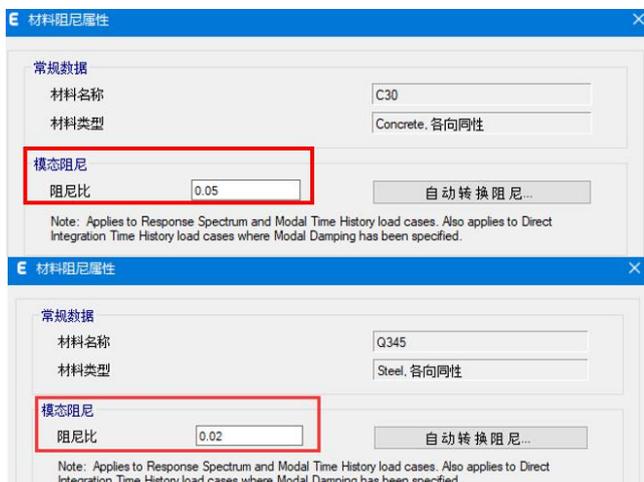


图 19 材料阻尼

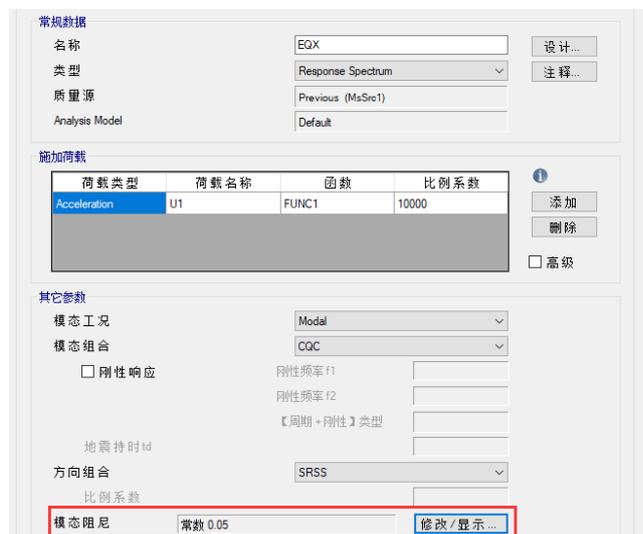


图 20 反应谱工况中的模态阻尼



②模态累计质量参与系数

检查 ETABS 中模态累计质量参与系数是否达到规范要求的 90%，若未达到，会使 ETABS 地震作用偏小，此时需调整模态工况。建议采用利兹向量法，施加需激发的加速度荷载，可更高效地获得质量参与系数，模态数量可以取“楼层数*加速度荷载数量”，一般为 3 倍楼层数。

若基底剪力吻合，但部分层剪力对比不上，可从以下几点入手检查：

①地震作用调整系数

检查 YJK/PKPM 中是否设置了地震作用放大系数？模型是否需要考虑剪重比调整系数？ETABS 并不会自动调整地震作用，若需考虑，应在反应谱工况中手动调整比例系数。

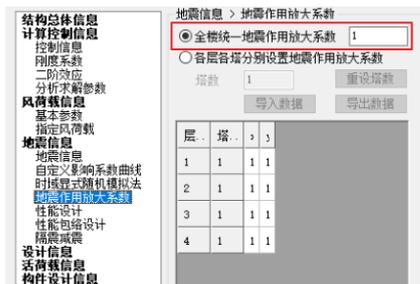


图 21 YJK 中的地震作用放大系数

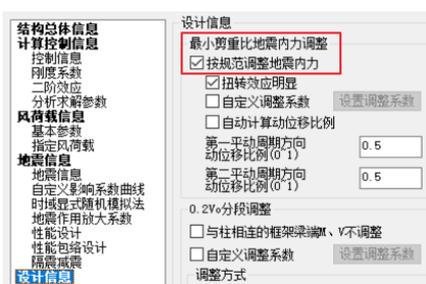


图 22 YJK 中的剪重比调整

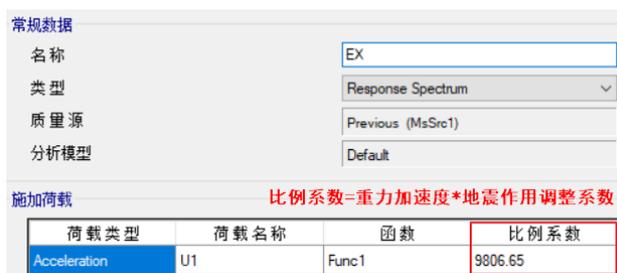


图 23 反应谱工况中的比例系数

②层剪力统计方式导致的差异

对于有跃层构件、带有地下室或基础错层的结构，ETABS 输出层剪力时仅统计属于本层、且落在楼面标高处的构件内力，统计方式与其它软件存在差异。

如图 24 所示的框架结构 A，首层部分构件未落在 base 处，ETABS 在统计 base 层剪力时无法考虑此类构件的内力，导致 base 层剪力异常，这时通过截面切割可以得到合理的结果。

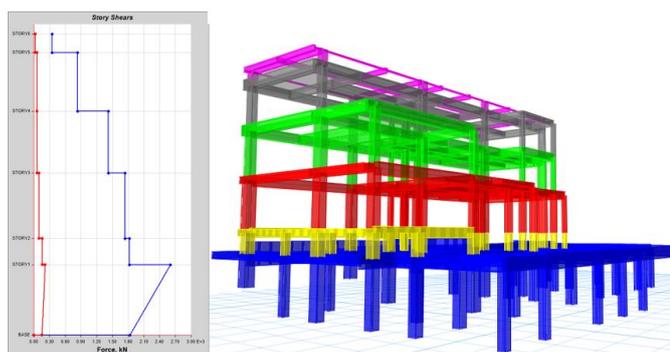


图 24 基础错层的结构 A

对于图 25 所示带有一层地下室、存在跃层构件的框架结构 B，模型中用施加在地下室顶板周边的点弹簧模拟土体约束。由于 ETABS 统计层剪力时不考虑弹簧反力，统计基底反力时考虑所有支座（包括弹簧）反力，可以从图 26 中看见首层和基底的剪力不一致。此外，由于构件只能属于一个楼层，图示模型中跃层构件属于地上二层（即 Story3），但跃层构件的底部节点未落在 Story2 楼面处，导致统计楼层力时跃层构件的内力丢失，水平地震作用下统计的 Story2 和 Story3 轴力不为零，层倾覆力矩的统计也会受到轴力影响。因此，建议将跃层构件在楼面处打断。

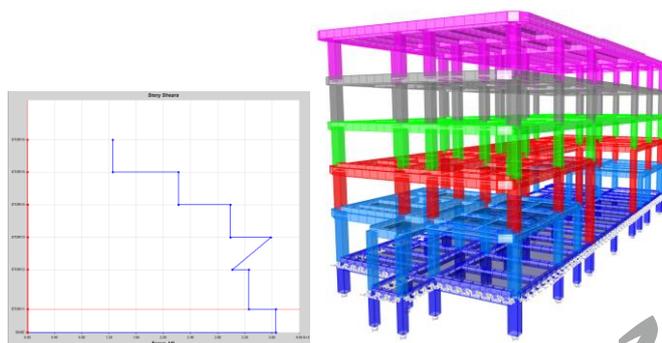


图 25 带有地下室的框架结构 B



Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None **Base Reactions**

Filter: None

	Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN
▶	EX	LinRespSpec	Max	3967.8824	37.0856	4.082E-06

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None **Story Forces**

Filter: None

	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
▶	STORY6	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1257.2505	21.9875	48101.6416	92.3474	5280.4523
	STORY5	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	1.035E-05	2224.616	13.2343	85092.3869	83.4457	14515.9739
	STORY4	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	2.661E-06	2986.7651	21.0806	114346.4866	64.809	26753.4412
	STORY3	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	50.713	3016.9487	28.5682	115598.3743	1880.5976	38565.1897
	STORY2	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	50.713	3263.5245	17.6561	124999.4739	1862.9365	54565.5839
	STORY1	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	4.082E-06	3718.0141	33.7311	142354.1957	152.0232	71081.8236

图 26 框架结构 B 的剪力结果

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None **Story Forces**

Filter: None

	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
▶	STORY6	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1262.8382	27.0025	48594.7565	113.4104	5303.9204
	STORY5	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	1.702E-05	2231.9012	19.57	85457.6183	81.8011	14568.8285
	STORY4	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	3.25E-05	2993.3411	24.5961	114682.1031	79.8007	26827.6922
	STORY3	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	3.278E-05	3567.5287	49.7779	136614.5669	163.6363	41324.5698
	STORY2	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	3.297E-05	3843.1416	25.3434	146837.3967	131.8045	60365.2428
	STORY1	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	3.363E-05	3724.1134	55.6601	143382.768	168.9978	71143.3

图 27 框架结构 B 中跃层构件打断后的楼层力结果

用户对比时需注意核对两款软件的统计范围。对于特殊情况，可通过截面切割统计层剪力。

4. 其它指标

当对比模型的基底剪力、层剪力都吻合较好时，可以进行其它指标的对比。

4.1 位移结果

对于风荷载下的位移结果，由于 YJK/PKPM 与 ETABS 考虑风荷载的方式不一致，两款软件计算得到的位移结果存在一定差异。如图 28 所示，YJK/PKPM 中计算每层风荷载时，取的是楼面标高处的风压高度变化系数，计算高度为本层层高，而 ETABS 计算每层风荷载时，计算高度为上下各半层高度之和，并在计算高度范围内的十等分处精确计算风压高度变化系数，累加得到本层风荷载。

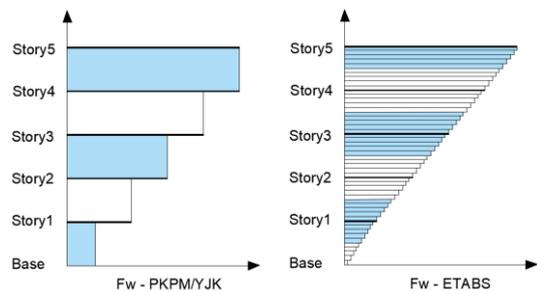


图 28 风荷载作用范围及分布

对于地震作用下的位移结果（图 29），ETABS 中反应谱工况若设置了偶然偏心，便会输出正/负/无偶然偏心下层间位移角的包络结果，对于扭转位移比，程序会分别给出正偶然偏心、负偶然偏心和无偶然偏心的规定水平力下的结果。根据《高层建筑混凝土结构技术规程》3.7.3 条，层间位移角可不考虑偶然偏心的影响，因此，需在 ETABS 中额外定义一个不考虑偶然偏心的反应谱工况，用于统计位移角，如图 30-31 所示。目前筑信达 DC 实现了国标多模型的处理，用户也可以借助筑信达 DC 生成模型和统计指标。



图 29 ETABS 输出的位移指标



=== 工况13 === X- 偶然偏心地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	h	JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Max-Dx/h	DxR/Dx	Ratio_AX
6	1	6000001	13.03	12.07	3600						
		6000001	2.37	2.20	1/1516				8.48%	1.00	
5	1	5000001	10.69	9.90	3600						
		5000022	2.60	2.41	1/1387				0.75%	0.83	
4	1	4000001	8.14	7.54	3600						
		4000001	2.61	2.42	1/1377				6.53%	0.87	
3	1	3000022	5.56	5.14	3600						
		3000022	2.44	2.27	1/1474				20.30%	0.80	
2	1	2000022	3.13	2.89	3600						
		2000001	1.95	1.81	1/1847				50.55%	0.64	
1	1	1000001	1.19	1.09	4400						
		1000001	1.19	1.09	1/3700				100.00%	0.38	

=== 工况17 === X方向地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	h	JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Max-Dx/h	DxR/Dx	Ratio_AX
6	1	6000001	12.83	12.01	3600						
		6000024	2.34	2.19	1/1539				8.58%	1.00	
5	1	5000022	10.53	9.85	3600						
		5000022	2.56	2.39	1/1408				0.75%	0.84	
4	1	4000001	8.01	7.50	3600						
		4000022	2.57	2.41	1/1398				6.53%	0.87	
3	1	3000022	5.47	5.12	3600						
		3000001	2.41	2.26	1/1496				20.31%	0.80	
2	1	2000022	3.08	2.88	3600						
		2000022	1.92	1.80	1/1876				50.59%	0.64	
1	1	1000001	1.17	1.09	4400						
		1000001	1.17	1.09	1/3764				100.00%	0.38	

图 30 YJK 输出的层间位移角

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: Output Case ASC Filter: ((Direction) = 'X')

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Drift	Drift/	Label
Story6	EX	LinRespSpec	Max		X	0.000659	1/1518	7
Story5	EX	LinRespSpec	Max		X	0.000734	1/1362	8
Story4	EX	LinRespSpec	Max		X	0.000728	1/1373	3
Story3	EX	LinRespSpec	Max		X	0.000679	1/1472	8
Story2	EX	LinRespSpec	Max		X	0.000536	1/1866	4
Story1	EX	LinRespSpec	Max		X	0.000286	1/3498	4
Story6	EX-0	LinRespSpec	Max		X	0.000648	1/1543	7
Story5	EX-0	LinRespSpec	Max		X	0.000724	1/1382	8
Story4	EX-0	LinRespSpec	Max		X	0.000717	1/1394	3
Story3	EX-0	LinRespSpec	Max		X	0.000669	1/1494	8
Story2	EX-0	LinRespSpec	Max		X	0.000527	1/1896	4
Story1	EX-0	LinRespSpec	Max		X	0.000281	1/3560	4

图 31 ETABS 输出的层间位移角

此外，由于 ETABS 基于本层所有节点的位移角统计层间位移角，对于如图 32 所示有腰桁架等特殊构件的复杂结构，ETABS 统计的最大层间位移角有可能位于桁架部位（可通过 Story Drifts 中输出的节点标签判断），而不是来自竖向构件，对于这种情况，可手动统计竖向构件的层间位移角，具体操作可参考“[如何统计部分构件的层间位移角](#)”。

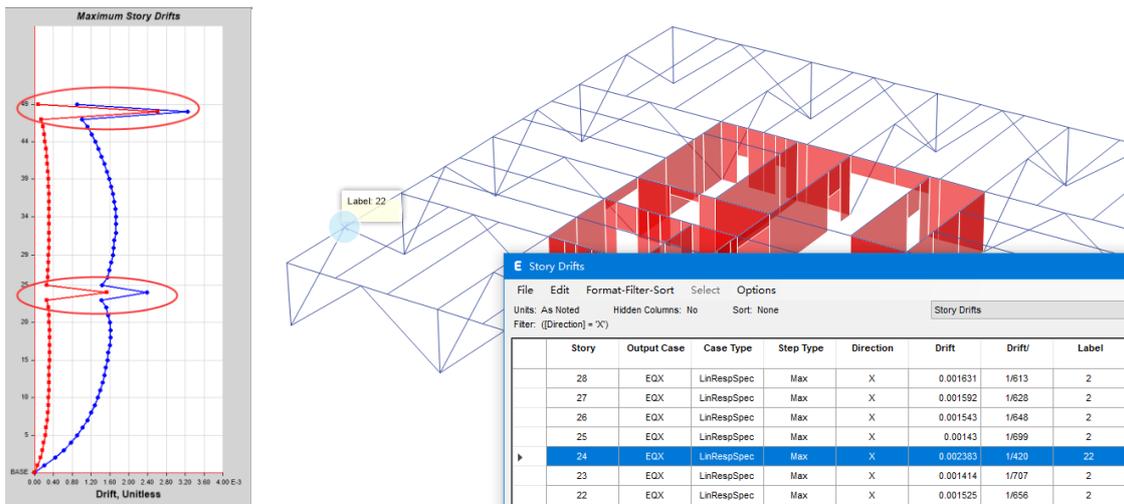


图 32 有加强层的结构



4.2 其它指标

ETABS 统计框架承担倾覆力矩和框架承担剪力时，默认根据单元类型统计内力，不考虑斜柱，竖向构件中，线单元的内力归为“框架承担部分”，面单元的内力归为“剪力墙承担部分”，因此对于框架单元模拟的剪力墙端柱也会统计在“框架承担部分”范围内，如图 33 所示。根据《高层建筑混凝土结构技术规程》，端柱应归为“剪力墙承担部分”，因此对于带有端柱的结构，需要通过截面切割手动统计指标。

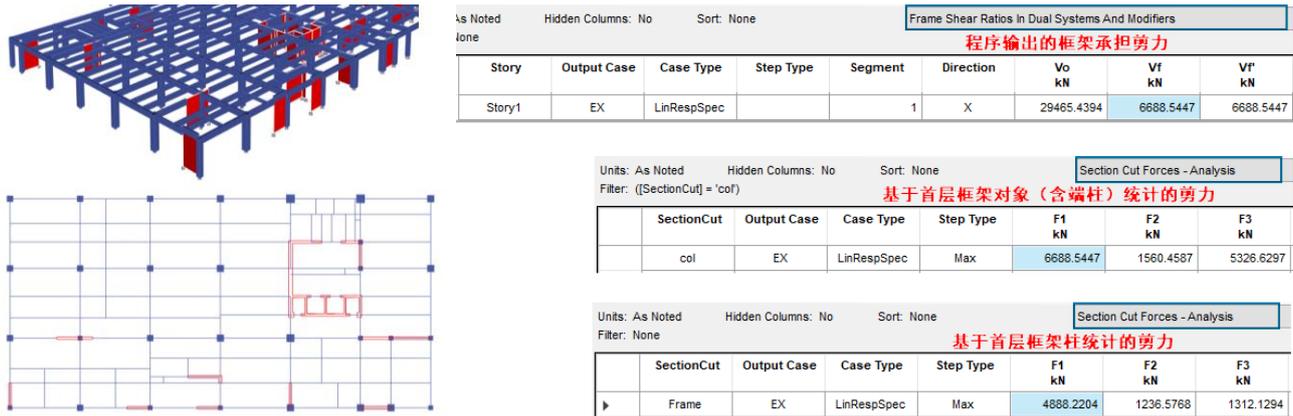


图 33 有端柱的框剪结构

5. 结语

采用不同的软件进行模型指标对比时，要求工程师掌握两款软件的计算假定，把控对比模型的参数设置是否一致。但由于大家往往采用转换接口一键生成指标对比模型，并不了解模型的建模参数，常遇到指标对比不吻合的情况。影响模型结果差异的因素众多，首先需确保两个模型的总质量一致，然后对比周期，保证模型刚度一致，接着查看荷载工况下的基底剪力、层剪力，判断荷载施加是否存在差异，最后对比其它指标，检查结果差异是否由各软件不同的统计方式导致。

多款软件指标对比时，要根据建筑结构的实际情况，具体问题具体分析。本文仅提供指标对比时的大体思路和注意事项，供广大工程师参考。

参考资料

- [1] GB50010-2010(2015 版) 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [2] 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.

基于 SAFE 的欧标冲切设计概述及与国标的异同

筑信达 郑翔

国内工程师在进行海外项目设计时，运用最频繁的外标是美标和欧标。关于美标的冲切计算已经在往期的《筑信达技术通讯》介绍过，但基于欧标冲切计算的相关内容较少。因此，本文将结合 SAFE 软件介绍欧标 EN 1992-1-1 对非预应力构件冲切设计的相关规定，并分析与美标、国标的异同。最后，介绍 SAFE 进行欧标冲切计算时的设置和结果解读。

1. 冲切计算流程

根据 EN 1992-1-1 第 6.4.3 条，冲切设计需要分别验算柱边位置和基本控制周长 u_1 位置；当需配置抗冲切钢筋时，还需要另外验算不需配置抗冲切钢筋的周长 $u_{out,ef}$ 位置。

(1) 抗冲切验算时，无论是有筋冲切还是无筋冲切，在柱边或加载区域的最大冲切剪应力 v_{Ed} 应满足下式要求：

$$v_{Ed} < v_{Rd,max}$$

式中： v_{Ed} 为柱边最大冲切剪应力（参考本文 1.1 和 1.4 节）；

$v_{Rd,max}$ 为控制截面的最大抗冲切承载力设计值，由执行欧标国家的国家附录确定，建议值取 $0.5vf_{cd}$ （EC2 式 6.53 注释）；

$$v = 0.6 \times (1 - f_{ck}/250) \text{ (EC2 式 6.6N) ;}$$

f_{cd} 为混凝土抗压强度设计值；

(2) 当 $v_{Ed} > v_{Rd,max}$ 时，冲切验算失败，截面尺寸需增大；

(3) 当 $v_{Ed} < v_{Rd,c}$ 时，无需配置抗冲切钢筋；

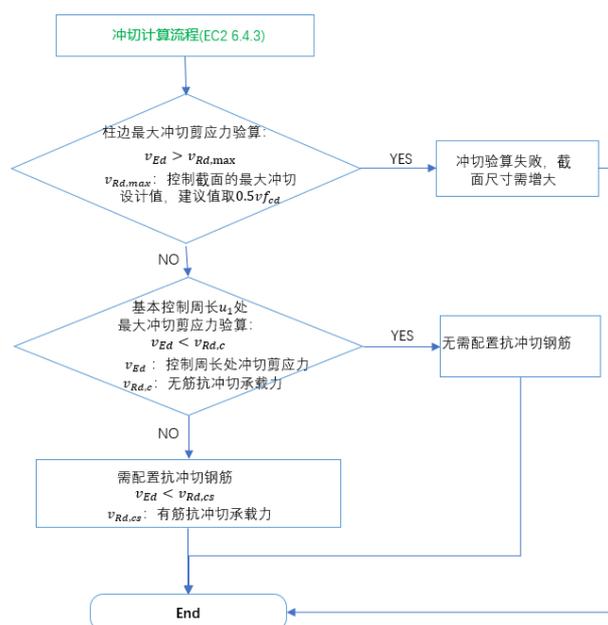
式中： $v_{Rd,c}$ 为无筋抗冲切承载力（参考本文 1.2 节）；

(4) 当 $v_{Ed} \geq v_{Rd,c}$ 时，需配置抗冲切钢筋，此时承载力需满足 $v_{Ed} < v_{Rd,cs}$ ；

式中： $v_{Rd,cs}$ 为有筋抗冲切承载力（参考本文 1.3 节）；

注意：(1) 和 (2) 的 v_{Ed} 是指在柱边或加载区域的最大冲切剪应力；(3) 和 (4) 的 v_{Ed} 是指在基本控制周长处的最大冲切剪应力。

以上冲切计算的基本流程可总结为下图：



1.1 最大冲切剪应力 v_{Ed}

根据 EN 1992-1-1 第 6.4.3 条第 (3) 款:

当相对于控制周长支承反力存在偏心时, 无筋或有筋冲切的最大冲切剪应力均按下式计算:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d} \quad (\text{EC2 式 6.38})$$

式中: β —弯矩影响系数 (无弯矩时 $\beta = 1$); 系数 β 与冲切力平面形状和作用位置有关, 是考虑不平衡弯矩对最大冲切剪应力的不利影响 (参考本文第 3 节)

V_{Ed} —冲切力

v_{Ed} —控制周长处冲切剪应力

u_i —控制周长 (根据不同验算位置取不同值, 不一定为 u_1)

d —板截面有效高度

1.2 无筋抗冲切承载力 $v_{Rd,c}$

根据 EN 1992-1-1 第 6.4.4 条第 (1) 款, 无筋抗冲切承载力 $v_{Rd,c}$ 按下式计算:

$$v_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] \geq \left[v_{\min} + k_1 \sigma_{cp} \right] \quad (\text{EC2 式 6.47})$$

其中:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0, \quad \rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lz}} \leq 0.02, \quad \sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz}) / 2, \quad v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

式中: f_{ck} —抗压强度特征值 (MPa);

d —板的有效高度 (mm);

ρ_{ly} 、 ρ_{lz} —y 和 z 方向的纵向受拉钢筋配筋率。在 SAFE 中当设计板带 Layer A 和 Layer B 彼此正交时, 取两者平均值; 当设计板带不是彼此正交时, 取为 0, 此时 $v_{Rd,c} = v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}$ 。

σ_{cy} 、 σ_{cz} —y 和 z 方向上临界截面的混凝土正应力 (MPa, 受压为正), 偏保守时可取 0;

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$$k_1 = 0.1$$

1.3 有筋抗冲切承载力 $v_{Rd,cs}$

当板或基础配置抗冲切钢筋后, 其破坏机理与无抗冲切钢筋的情况有所不同。一般情况下, 板冲切破坏时, 抗冲切钢筋不会屈服, 其作用是使板能够承受更大的变形, 减小了临界截面混凝土的压应变, 从而抗冲切承载力提高。由于板的变形增大, 混凝土本身起的抗冲切作用减小, 提高的抗冲切承载力由抗冲切钢筋补偿。所以, 考虑混凝土的抗冲切作用时, 需进行一定的折减。

根据 EN 1992-1-1 第 6.4.5 条第 (1) 款, 有筋抗冲切承载力 $v_{Rd,cs}$ 按下式计算:

$$v_{Rd,cs} = 0.75 v_{Rd,c} + 1.5 \frac{d A_{sw} f_{ywd,ef}}{s_r u_i d} \sin \alpha \quad (\text{EC2 式 6.52})$$

式中: $v_{Rd,c}$ —无筋抗冲切承载力;

A_{sw} —冲切控制周长处, 抗冲切钢筋的总面积;

s_r —抗冲切钢筋的径向间距;

$f_{ywd,ef}$ —抗冲切钢筋的有效设计强度

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0.25d \leq f_{ywd} (\text{MPa});$$

d —板的有效高度;

α —抗冲切钢筋与板平面的夹角;

1.4 有筋冲切时, 柱边最大冲切剪应力验算

根据 EN 1992-1-1 第 6.4.5 条第 (3) 款, 有筋冲切时需验算柱边最大冲切剪应力。

柱边的最大冲切剪应力按下式验算：

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} \quad (\text{EC2 式 6.53})$$

式中： V_{Ed} —冲切力（按柱边确定）

v_{Ed} —柱边控制周长处冲切剪应力

$v_{Rd,max}$ 是控制截面的最大抗冲切设计值，由执行欧标国家的国家附录确定，建议取值 $0.5v_{fcd}$ （EC2 式 6.53 注释）； $v = 0.6 \times (1 - f_{ck}/250)$ （式 6.6N）；

β —弯矩影响系数（参考 EC2 6.4.3(3), (4)和(5)）

u_0 —柱边控制周长；对内柱， u_0 =柱本身周长；对边柱， $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$ ；对角柱， $u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$ ；
 c_1, c_2 —柱尺寸

d —板截面有效高度

SAFE 软件在验算有筋冲切时，若柱边的最大冲切剪应力 $v_{Ed} > v_{Rd,max}$ ，程序会提示“Failed, reinforcing not helpful because punching stress exceeds code limits”，即冲切剪应力超出规范限值，抗冲切钢筋无效。

1.5 欧标、美标、国标冲切计算流程对比

冲切流程方面，欧标和美标、国标类似。其中欧标和美标均是验算冲切剪应力，国标是验算的冲切力。国标在验算公式上略有差异，但是思路类似。具体到细节上，欧标、美标、国标还是存在不小差异。

欧标的基本控制周长是根据距柱边 $2d$ 处的周长确定的，而美标、国标是根据距柱边 $d/2$ 处的周长确定的，并且冲切周长的形状也不一样（详见本文第 2 节）。

欧标验算最大冲切应力的位置是柱边；美标、国标取的依然是距柱边 $d/2$ 处。

美标、国标的冲切分析对比可参考往期技术通讯：[基于 SAFE 的美标冲切设计概述及与国标的异同](#)。

表 1 总结了三本规范冲切计算的大致流程。

表 1 冲切计算流程对比

	欧标	美标	国标
(1) 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
(2) 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	$\Phi(v_n + v_s) \geq v_u$ ACI 4.6.1 条	$F_l \leq 0.5f_t \eta u_m h_0 + 0.8f_{yv} A_{svu} + 0.8f_y A_{sbu} \sin \alpha$ 混规 6.5.3 条
(3) 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	$F_l \leq 1.2f_t \eta u_m h_0$ 混规 6.5.3 条

2. 冲切控制截面

根据 EN 1992-1-1 6.4.1 条规定，冲切验算的失效模型如图 1、2 所示。其中：A 为基本控制截面，冲切锥体角度按 26.6° 控制；B 为基本控制区域面积；C 为基本控制周长 u_1 ；D 为加载区域面积（一般与柱截面面积一致）； r_{cont} 为外围控制周长。

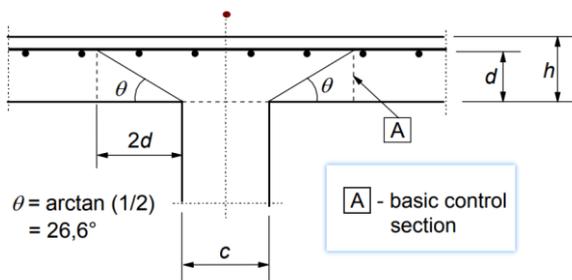


图 1 冲切验算模型立面图（欧标）

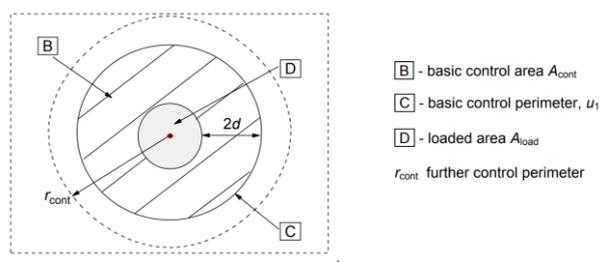


图 2 冲切验算模型平面图（欧标）

根据 EN 1992-1-1 6.4.2 条规定，基本控制周长 u_1 一般取距加载区域 $2d$ 处的周长，一般按长度最小确定周长（图 3）。
冲切截面的有效高度 d 是取两个钢筋正交方向的有效高度的平均值。

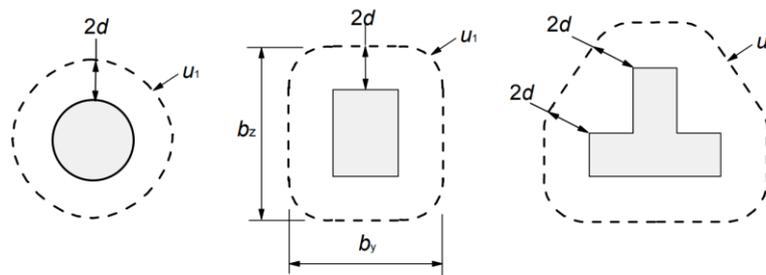


图 3 典型截面的冲切控制周长（欧标）

当板开有孔洞且孔洞至局部荷载作用面积边缘的距离不大于 $6d$ 时，受冲切承载力计算中取用的控制周长 u_1 ，应扣除局部荷载作用面积中心至开孔外边画出的两条切线之间所包含的长度（图 4）。当图中 $l_1 > l_2$ 时，孔洞边长 l_2 用 $\sqrt{l_1 l_2}$ 代替。

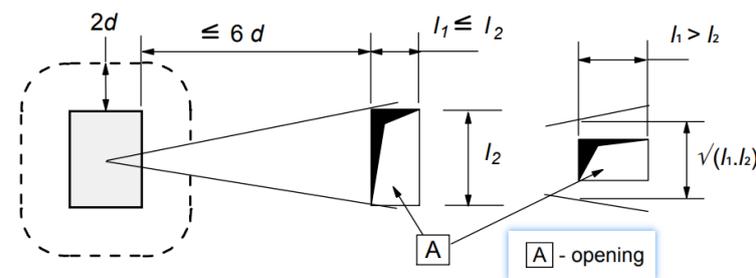


图 4 邻近孔洞时的冲切控制周长（欧标）

当加载区接近边缘或角部时，如果按照图 5 取值的周长（不包括无支承的边）小于图 3 的值，则控制周长按图 5 取值。

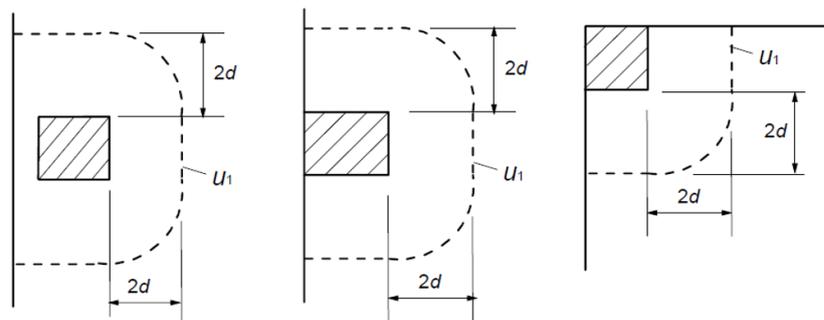


图 5 边柱、角柱的冲切控制周长（欧标）

欧标在冲切控制周长的定义上和美标、国标差异较大。如图 6 所示，美标、国标冲切验算的临界截面位于距离支承面 $d/2$ 处，其中 d 指冲切截面有效高度，取两个钢筋正交方向的有效高度的平均值。相当于，美标、国标的冲切锥体角度按 45° 控制，欧标的冲切锥体角度按 26.6° 控制。并且美标、国标的冲切周长无倒角，欧标的冲切周长存在倒角。因此，美标、国标的冲切控制周长小于欧标。

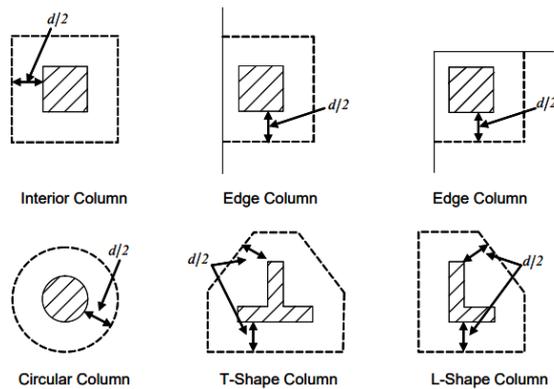


图 6 美标、国标的冲切控制周长

3. 不平衡弯矩的影响

计算无筋或有筋冲切的最大冲切剪应力时，欧标是通过弯矩影响系数 β 考虑不平衡弯矩的不利影响。其中，系数 β 与冲切力平面形状和作用位置有关。以内柱为例，按下式计算：

$$\beta = 1 + k_1 \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{u_1}{W_1} \quad (\text{EC2 式 6.39})$$

式中： k_1 —与柱尺寸 c_1 、 c_2 的比值有关的系数（EC2 表 6.1），

M_{Ed} —绕相应中心轴，基本控制周长范围内板传递给柱的不平衡弯矩

W_1 —考虑剪应力分布的基于控制周长 u_1 的函数，按下式计算：

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e| dl$$

u_1 —基本控制周长（参考本文第 2 节）

dl —周长的增量

e — dl 段到中心轴的距离，绕该轴作用的弯矩为 M_{Ed}

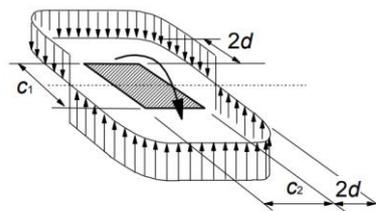


图 7 内柱处不平衡弯矩产生的剪应力

SAFE 软件并不会直接输出弯矩影响系数 β ，而是只输出 k_1 ， M_{Ed} ， W_1 ， u_1 以及算得的 v_{Ed} 。程序默认按照双向受弯公式计算：

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1 d} \left[1 + k_{1,2} \frac{M_{Ed,2}}{V_{Ed}} \frac{u_1}{W_{1,2}} + k_{1,3} \frac{M_{Ed,3}}{V_{Ed}} \frac{u_1}{W_{1,3}} \right]$$

从以上分析可知，欧标考虑不平衡弯矩的方式与国标美标存在较大差异。

美标、国标是直接根据不平衡弯矩和冲切力计算冲切临界截面处最大组合剪应力。其中美标是采用应力形式，国标是采用力的形式，但这两者的物理意义是一致的，具体分析可参考往期技术通讯：[基于 SAFE 的美标冲切设计概述及与国标的异同](#)。

欧标是先根据不平衡弯矩和冲切力计算弯矩影响系数 β ，再通过 β 乘以平均剪应力进而得到最大组合剪应力。并且欧标与计算弯矩影响系数 β 相关的各项参数也异于美标、国标，尤其是参数 W_1 ，量纲是 m^2 ，既不是截面模量也不是惯性矩，其中 M_{Ed}/W_1 可以理解为不平衡弯矩在控制周长范围的剪力分布。欧标的不平衡弯矩是根据距柱边 $2d$ 处的周长确定的，而美

标、国标的平衡弯矩是根据距柱边 $d/2$ 处的周长确定的，并且冲切周长的形状也不一样，最终不平衡弯矩的数值差异明显。

表 2 总结了三本规范最大冲切剪应力的计算公式：

表 2 最大冲切剪应力计算公式

	欧标	美标	国标
最大冲切剪应力	$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{ud} \left[1 + k \frac{M_{Ed,2} u_1}{V_{Ed} W_{1,2}} + k \frac{M_{Ed,3} u_1}{V_{Ed} W_{1,3}} \right]$ $W_1 = \int_0^{u_1} e dl$ EN 1992-1-1 第 6.4.3 条	$v_{u,max} = v_{ug} + \frac{\gamma_v M_{sc} c_{AB}}{J_c} + \frac{\gamma_v M_{sc} c_{CD}}{J_c}$ $J_c = \frac{d(c_1+d)^3}{6} + \frac{(c_1+d)d^3}{6} + \frac{d(c_2+d)(c_1+d)^2}{2}$ ACI 8.4.4.2.3	$F_{l,eq} = F_l + \tau_{unb,max} \mu_m h_0$ $\tau_{unb,max} = \frac{\alpha_{0x} M_{unb,x} a_x}{I_{cx}} + \frac{\alpha_{0y} M_{unb,y} a_y}{I_{cy}}$ $I_c = \frac{h_0 a_t^3}{6} + 2h_0 a_m \left(\frac{a_t}{2} \right)^2$ 混规 附录 F

4. 抗冲切钢筋配置范围

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：

$$u_{out,ef} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c} d} \quad (\text{EC2 式 6.54})$$

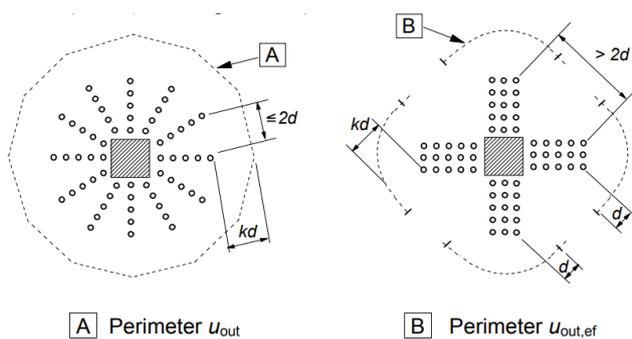


图 8 有抗冲切钢筋的内柱控制周长

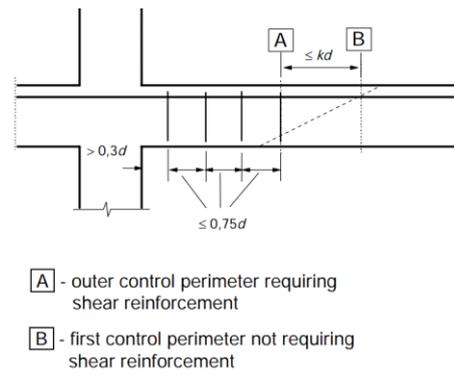


图 9 抗冲切钢筋布置图

根据 EN 1992-1-1 第 9.4.3 条，当要求布置抗冲切钢筋时，最外围的抗冲切钢筋布置在 u_{out} 或 $u_{out,ef}$ 且不超过 kd 的范围内（图 8）。图 8 中的虚线 A 指控制周长 u_{out} ，虚线 B 指有效控制周长 $u_{out,ef}$ 。k 值由执行欧洲规范国家的国家附录确定，建议值为 $k=1.5$ ，至少应布置两个箍筋，间距不超过 $0.75d$ （图 9）。图 9 中的 A 是指最外侧抗冲切钢筋位置，B 是指不需要配置抗冲切钢筋的控制周长位置。

在抗冲切钢筋配置范围的计算方面，美标、国标的计算思路和欧标是一致的，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，并采用无筋抗冲切承载力进行验算（表 3）。欧标的需要配置抗冲切钢筋的控制周长 $u_{out,ef}$ 可以是非封闭曲线，而美标的第二临界面的冲切形状是封闭的多边形，国标在第二临界面的冲切形状上没有具体规定。

表 3 抗冲切钢筋配置范围

	欧标	美标	国标
抗冲切钢筋配置范围	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： $u_{out,ef} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c} d}$	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。	《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。

5.SAFE 冲切设计

以某无梁楼盖的冲切校核为例：若用户建模过程正确，无需修改冲切设计覆盖项，程序能自动判断构件是内柱、边柱还是角柱；能自动计算冲切周长及冲切截面有效高度。若经过计算后，冲切不满足，则可选中冲切承载力不足的节点，通过【设计>冲切校核覆盖】，输入抗冲切钢筋样式、钢筋强度、钢筋直径及钢筋间距，之后再次运行设计，程序会按有筋冲切再次进行设计并输出更新后的设计结果。各覆盖项的含义见 5.1 节。

5.1 覆盖项设置

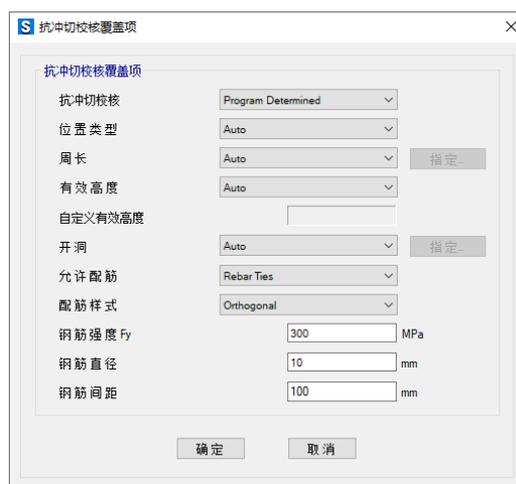


图 10 SAFE 抗冲切校核覆盖项

SAFE软件中，可根据选择的各国规范，进行相应的冲切设计。在冲切设计中，最重要的就是冲切设计覆盖项，现介绍各项的意义：

表 4 冲切设计覆盖项

NO.	项	可选值	默认值及说明
1	冲切校核	程序默认/否	“程序确定”则程序默认对模型进行冲切校核；选择“否”，则对选中的构件不进行冲切设计。
2	位置类型	自动/内部/边1/边2/边3/边4/角1/角2/角3/角4	“自动”则程序自动判断构件是内柱、边柱还是角柱；也可人为指定，影响冲切周长及柱类型。
3	周长	自动/指定冲切周长/指定受荷尺寸	“自动”则程序自动确定冲切周长；也可人为指定冲切周长。
4	有效高度	自动/指定	“自动”则程序自动确定有效高度；也可人为指定有效高度。
5	开洞	自动/指定	“自动”则程序自动根据开洞位置确定冲切周长；也可人为指定开洞数据。
6	容许钢筋	否/箍筋/剪力架	“否”则程序按无筋冲切计算；“箍筋”则无筋冲切不满足时，按抗冲切箍筋计算；“剪力架”则无筋冲切不满足时，按抗冲切栓钉计算。
7	钢筋强度	用户输入	抗冲切钢筋的设计强度 F_y 。
8	钢筋直径	用户输入	抗冲切钢筋的直径 s 。
9	钢筋间距	用户输入	抗冲切钢筋的间距 s 。

5.2 欧标设计结果及解读

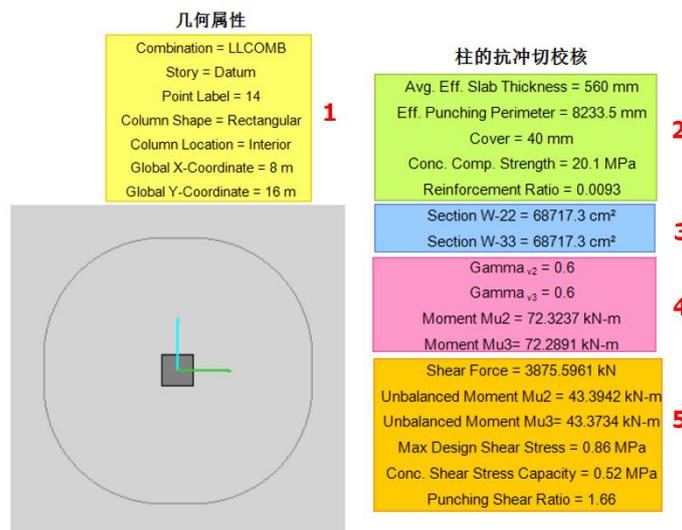


图 11 冲切详细设计细节

SAFE 会在设计细节中输出详细的设计信息，如图 11 所示。以下按序号说明各部分内容的含义：

1. 冲切位置处基本信息，包括：

默认最不利荷载组合、柱截面中心点标签、截面形状、位置信息、柱截面中心点坐标。

2. 计算冲切周长的相关参数，包括：

冲切截面有效高度、冲切周长、混凝土保护层厚度、以及混凝土抗压强度、配筋率（板带配筋率）。

3. W-22、W-33 为绕 2 轴、3 轴考虑剪应力分布的基于控制周长 u_1 的函数。

4. Γ_v 为规范规定的 k 值，与柱尺寸 c_1 、 c_2 的比值有关的系数，其值是与不平衡弯矩相关的函数。

Moment Mu 为不平衡弯矩，绕临界截面周长重心轴作用，近似等于柱顶弯矩与剪力引起的弯矩之和。

5. Shear Force 为剪力，近似等于柱底反力扣除柱自重、冲切周长内的荷载(包含冲切范围内材料的自重)。

Unbalance Moment MU: 代表转化为剪力的不平衡弯矩值，等于 Γ_v 与 Moment MU 的乘积。

Max Design Shear Stress 为临界截面处的设计剪应力 v_{Ed} ，程序分别在柱截面四个点处计算剪应力，取最大值。

Conc. Shear Stress Capacity 为混凝土项承载力 $v_{Rd,c}$

Punching Shear Ratio: 冲切系数，为设计剪应力与混凝土项承载力的比值，反映抗冲切承载能力。该值小于 1 时代表冲切验算满足要求，大于 1 代表抗剪承载力不满足要求，需要配置抗冲切钢筋。



图 12 冲切钢筋输出细节

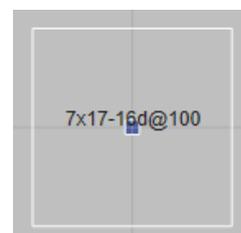


图 13 冲切钢筋示意图

图 12、13 是 SAFE 冲切配筋信息的表达。

图 12 中，从上到下的含义为：抗冲切钢筋强度 f_y 、箍筋直径、箍筋间距范围内与冲切锥体斜截面相交的全部箍筋根数、所需箍筋总排数，两排箍筋之间的距离。

综合图 12、13 的信息可知，抗冲切箍筋的屈服强度 f_y 为 300MPa，箍筋直径为 16mm，箍筋间距范围内与冲切锥体斜截面相交的全部箍筋根数为 7 根，所需箍筋总排数为 17 排。对于内柱，可在四个方向均布置抗冲切箍筋，与冲切锥体斜截面相交的全部箍筋 7 根可分配在 4 个方向，则每个方向为 2 根箍筋，故图 14 中的 1-1 截图为双肢箍。之后在每个方向均布置 17 排箍筋，且两排箍筋之间的距离为 100mm，则最终的箍筋布置方案如图 14。

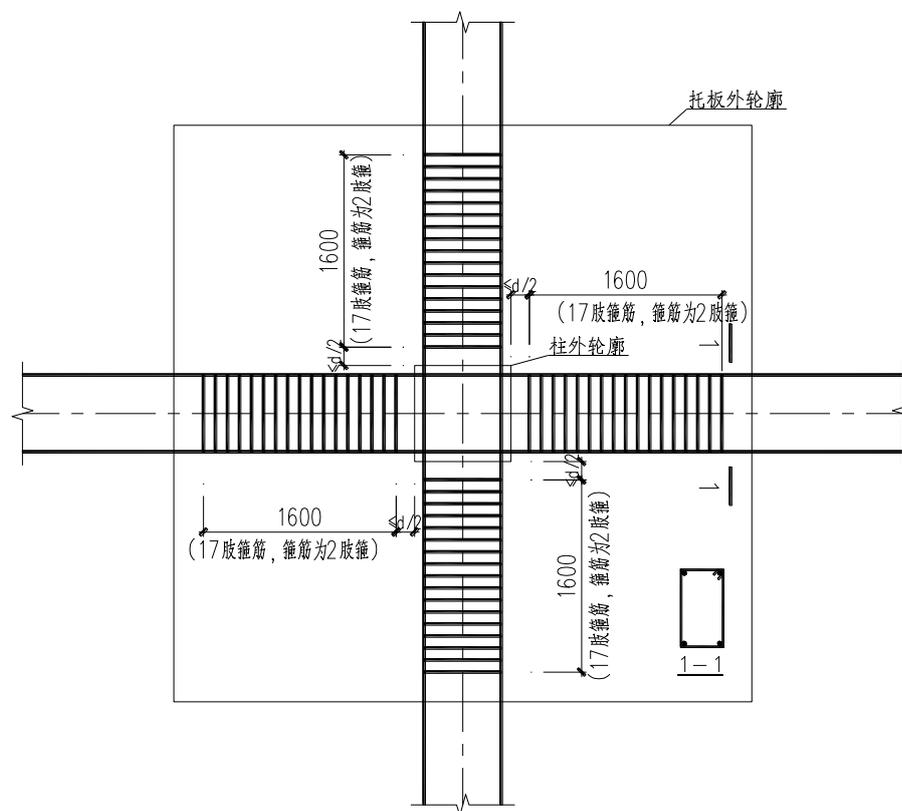


图 14 冲切钢筋布置平面示意图

以上 SAFE 关于板冲切验算及设计的功能均已在 ETABS 中实现。

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] 混凝土结构设计规范: GB50010-2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [5] Building Code Requirements for Structural Concrete. ACI 318M-14 [S]. 2014.
- [6] Computers & Structures Inc. SAFE v20.3.0 联机帮助文档 Reinforced Concrete Slab Design Manual For SAFE

梁拱体系桥梁中吊杆力的计算

筑信达 吕良

吊杆是梁拱组合体系桥梁的重要组成部分，是将桥面荷载传递给系杆的媒介。吊杆力的合理与否直接关系到拱桥的受力和安全成桥后的内力分布，并影响桥梁今后正常使用状态乃至使用寿命。对于具有系梁和吊杆的拱桥来说，吊杆力有一定的调节空间，理论上讲，总可以找到一组吊杆力使得系杆拱桥在确定性荷载作用下的受力状态达到最优，这个过程就是所谓的吊杆力计算。

目前，确定吊杆索力的常用方法主要包括：刚性支承连续梁法、零位移法、刚性吊杆法、弯曲能量最小法、弯矩最小法以及影响矩阵法等^[1]。本文将介绍拱桥吊索索力常用的几种计算方法，并通过案例来简要介绍这几种方法在 CsiBridge 中的实现及操作流程。

1 概述

1.1 常用方法介绍

(1) 刚性支承连续梁法

对于系梁吊杆类似弹性支承，在荷载作用下可以发生弹性或非弹性伸长，使系梁出现挠度变形，从而产生一定的内力。而刚性支承连续梁法就是在成桥状态下，将吊杆为系梁提供的竖向弹性支承视为竖向刚性支承，如图-1b 所示。假设系梁的弯矩分布等同于刚性支承连续梁时的弯矩分布，求出此时恒载作用下的各支点反力，各支点反力即为对应的竖直吊杆的索力或者斜吊杆索力的竖向分力。该状态下系梁内力的分布状态类似于多跨的刚性支承连续梁，梁中正负弯矩交替变化，内力均匀且数值较小。但是该方法仅考虑了系梁的线型，并没有考虑拱圈的作用，求得索力分布和系梁弯矩分布可能并不均匀。

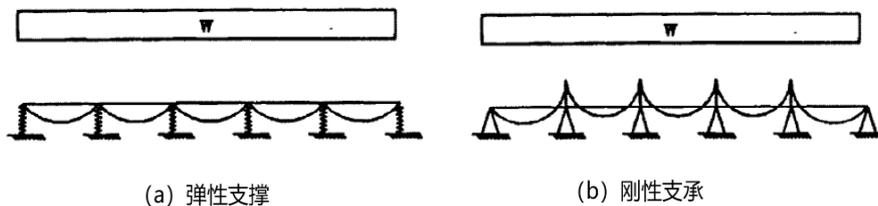


图 1 受力分析简图

(2) 刚性吊杆法

刚性吊杆法主要思想是取吊杆的轴向刚度为较大值，保证吊杆上下两端点间的相对位移等于零，以此来协调系梁和拱肋之间变形状态，从而得到最优索力。这种方法主要的研究对象是拱肋，在系杆拱结构中，拱肋具有较好的受压性能。刚性吊杆法通过协调拱肋和系梁之间的关系，充分利用拱肋的抗压性能，使结构受力达到理想状态。在有限元软件计算过程中，可对吊杆的轴向刚度进行放大，使吊杆两端点间的相对位移为零。通过这种方式求得恒载作用下吊杆的内力即为所求吊杆轴力。由于在计算中假定吊杆为完全刚性，故将此法称为“刚性吊杆法”。

(3) 零位移法

零位移法是指在恒载作用下通过调整吊杆索力，使结构在成桥状态下，系梁与吊杆锚固连接点处位移为零。该法是在恒载作用下通过选择合适的索力使成桥状态结构在吊杆、梁交点处位移为零。

(4) 最小弯曲能法

该方法以结构(拱肋和系梁)的弯曲应变能达到最小为目标。对于一次落架的系杆拱桥，可将拱肋、系梁和吊杆的轴向刚度赋以足够大的值或者将拱肋和系梁截面抗弯刚度赋予足够小的值，此时在恒载作用下，结构内力状态即为目标状态，弯曲应变能最小，对应的吊杆轴力即为所求。

(5) 影响矩阵法

影响矩阵法的原理是将结构中控制构件的内力、应力或者节点位移作为目标变量，将吊杆力视为可调变量，通过影响矩阵建立目标变量与可调变量之间的关系，通过调整各个可调变量的大小，使是目标变量达到设定的目标。由于该方法既不限定结构受力或位移状态，也未限定目标函数，因此可将其视为一种数学计算工具，用于索力优化。

1.2 案例模型简介

图 2 中所示的系杆拱计算跨径为 148m，共有 21 对吊杆。该模型单侧拱肋由两个钢管混凝土拱圈通过圆钢管连接，内外两个拱肋均采用二次抛物线形式。其中内侧拱的矢跨比为 $f/L=29/146$ ，外侧拱的矢跨比为 $f/L=37/150$ 。左右两侧拱肋向桥中心倾斜以提高横向稳定性，形成 X 型拱肋（提篮拱）。拱肋均采用 $1200 \times 24\text{mm}$ 钢管混凝土截面，横梁及腹杆为 $800 \times 16\text{mm}$ 钢管。

为简化计算，计算时取单侧拱肋计算。模型中拱肋、横梁、腹杆、系梁、吊杆等均采用框架单元模拟。拱肋与系梁在拱脚连接处为刚性连接。系梁一侧采用固定铰接支座（约束 UX、UY、UZ），另一侧采用滑动支座（约束 UY、UZ）。在成桥状态下，考虑了结构自重力、桥面板恒载。本文将以此模型为例简要介绍在 CSiBridge 中吊杆力的计算，并对拱桥的吊杆力、位移、弯矩进行对比，分析每种方法对于该桥的适用性。

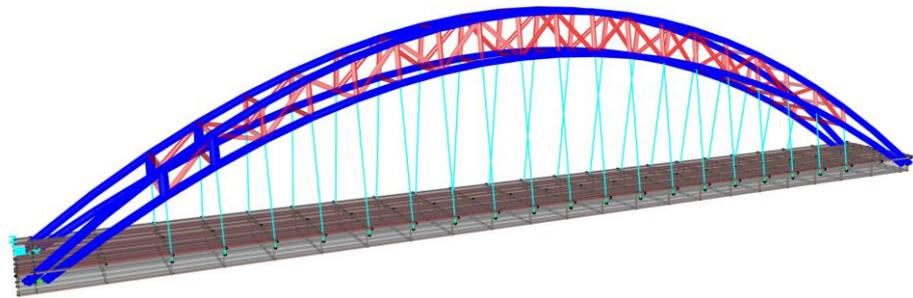


图 2 提篮拱模型示意图

2 方法实现

2.1 刚性支承连续梁法

CSiBridge 中采用刚性支承连续梁法计算吊杆索力时，需将吊杆为系梁提供的竖向弹性支承视为竖向刚性支承。分析时可以直接删除多余吊杆，在吊杆和系杆交点施加节点支座约束模拟刚性支承，这里仅需约束各个吊点的竖向位移（U3），模型处理如下图所示，然后计算该模型恒载荷载工况下各个支点的反力。提取各个支点方反力，在完整模型中，将各支点反力作为各个吊杆的目标力，通过目标力工况完成索力的施加。

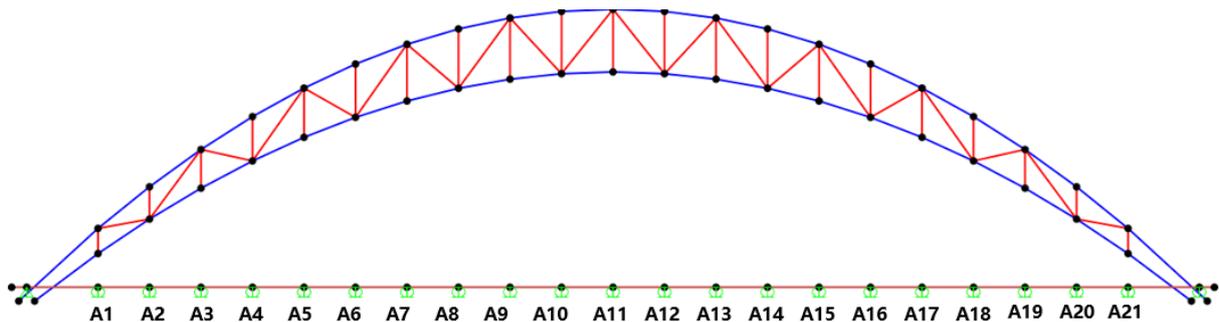


图 3 刚性支承法模型示意图

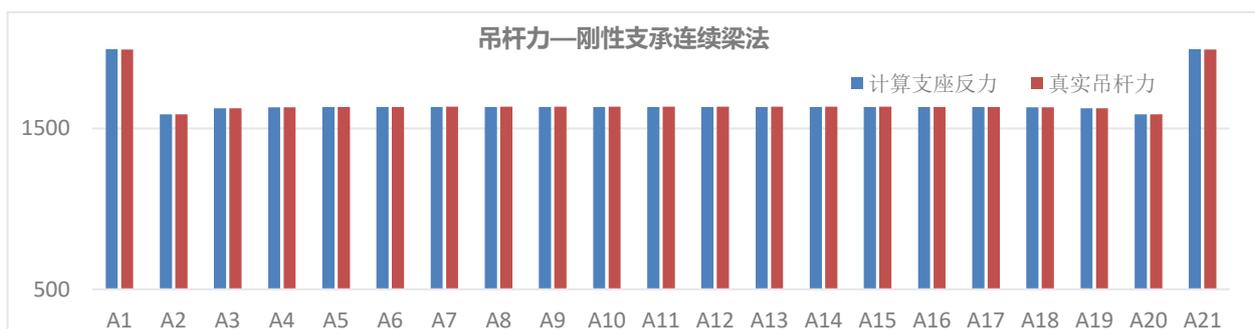


图 4 刚性支承法-计算支座反力与真实吊杆力对比图

由于该系杆拱吊索布置较为均匀，因此采用刚性支撑法计算吊杆力时，各个吊杆的轴力分布都比较均匀。在靠近拱脚位置处由于吊杆距离支座长度较长，两侧吊杆索力明显大于中间各个吊杆轴力。成桥状态下结构的位移和系梁的弯矩分布图如图 5 所示。

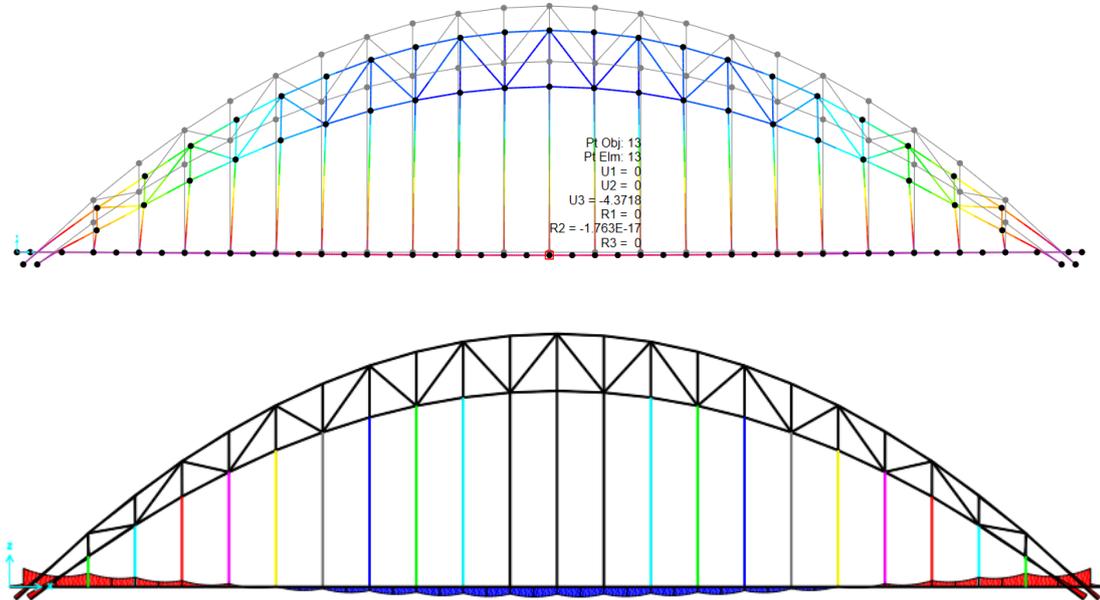


图 5 刚性支承法-结构位移与弯矩分布图

由以上结果可知，采用刚性支撑连续梁法时，在算得的吊杆力作用下，系梁跨中位移为最大值为-4.37mm。系梁拱脚处的弯矩最大值为 8577.4kN·m，系梁跨中处的弯矩最小为 4645kN·m。整体来看，吊杆减少了系梁部分位置的弯矩峰值，单并没有有效的改变弯矩的分布，使弯矩分布成正负交替状态。因此在该吊杆力作用下部分系梁的承载能力可能无法充分利用，此索力的分布并不是一个特别的理想的结果，需要重新优化索力。

2.2 刚性吊杆法

以文章第一节中的模型为例，简要介绍刚性吊杆法在 CsiBridge 中的操作。建立成桥模型后首先需要吊杆进行属性修正，如下图所示，这里将吊杆的横截面面积放大了 1000 倍。注意横截面面积对应的是框架的轴向刚度，修改该数值并不会改变构件的自重，仅会改变框架单元的轴向刚度。修正完成后即可进行分析，求解出在恒载工况下各个吊杆的轴力，即为所求的吊杆力。然后将该吊杆力提取出来，恢复吊杆的正常刚度，为各个吊杆指定目标力，目标力的大小为提取的吊杆力，重新计算即可得到所需的成桥状态。

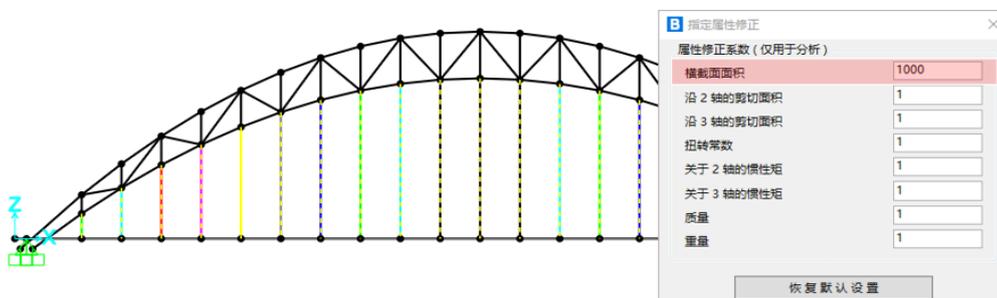


图 6 刚性吊杆法-属性修正

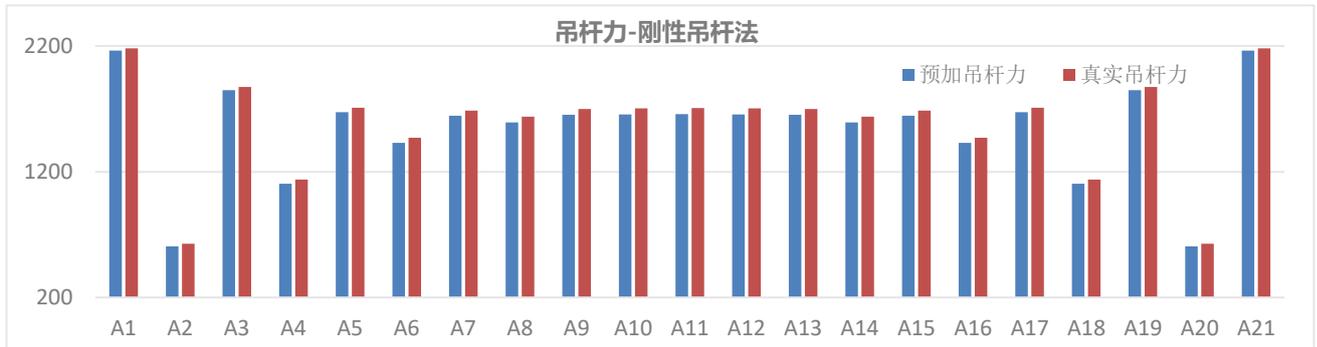


图7 刚性吊杆法-预加吊杆力与真实吊杆力对比图

采用刚性吊杆法计算索力时，可以看到对于该模型计算的吊杆力在拱脚位置处非常的不均匀，拱脚第一个吊杆力有 2180.844KN，而第二根吊杆力却为 627.853KN，两者的差异非常大，不符合索力分布均匀的原则。简要分析其原因为，在靠近拱脚位置处，第一根吊杆的位置处的拱肋的刚度较大，且承担的系梁的梁段长度较长，因此计算的吊杆力较大。靠近拱桥中间位置处，其刚度分布较为均匀，系梁的分段长度相同，因此计算得到的吊杆力相差不大。成桥下状态下结构的位移和系梁的弯矩分布图如图 8 所示。

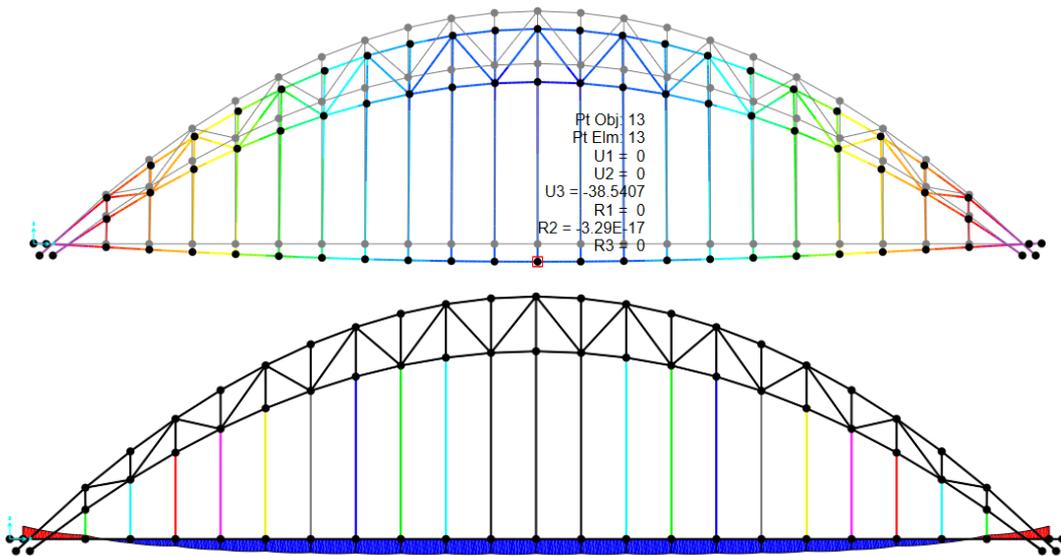


图8 刚性吊杆法-结构位移与弯矩分布图

查看结构的位移图可知，采用刚性吊杆法时，在算得的吊杆力作用下，系梁跨中位移为最大值为-38.54mm，其竖向变形过大，不符合设计要求。由弯矩分布图可知，系梁跨中处的弯矩最大为 22130kN·m，系梁拱脚处的弯矩最大值为 18860kN·m，整体来看，系梁弯矩过大，吊杆并未有效减少了系梁部分弯矩，吊杆力的作用并不明显。因此采用刚性吊杆法计算该模型的吊杆力并不合适，需要重新优化索力。

2.3 最小弯曲能法

在 CSiBridge 中采用最小弯曲能法计算吊杆力时，首先按设计要求建立成桥模型，然后选中所有拱肋和系梁对应的框架单元，进行属性修正。这里将拱肋和系梁的抗弯刚度缩小 0.001 倍，其操作如图-9 所示。修正完成后即可进行分析，求解出在恒载工况下各个吊杆的轴力，即为所求的吊杆力。然后将该吊杆力提取出来，将模型中拱肋和系梁恢复正常刚度，通过目标力工况为吊杆施加分析得到的吊杆力，重新计算即可得到所需的成桥状态。

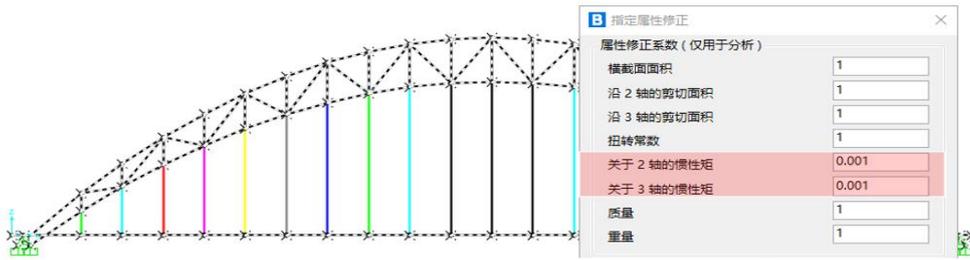


图9 最小弯矩能法-属性修正

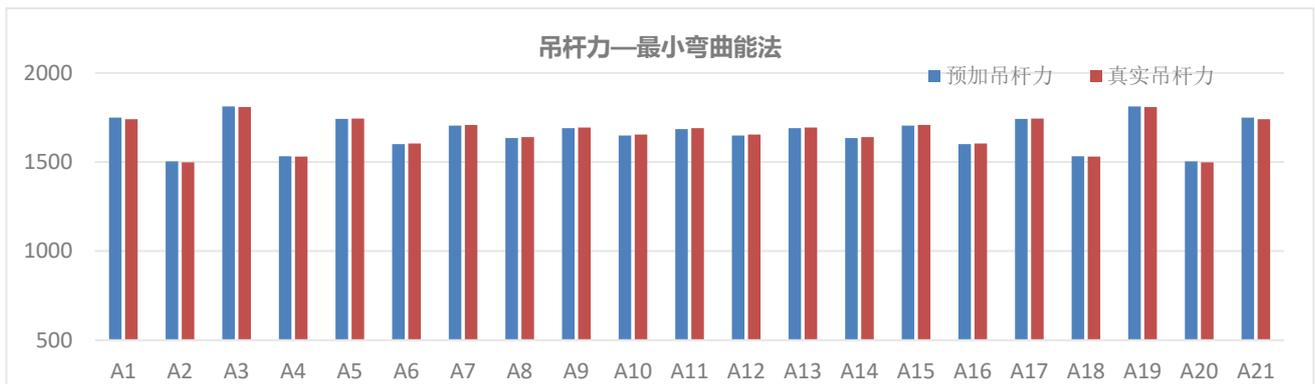


图10 最小弯曲能法-预加吊杆力与真实吊杆力对比图

采用最小弯曲能法计算索力时，可以看到计算得到的吊杆力分布较为均匀，吊杆力基本分布在 1600kN~1800kN 之间，符合索力分布均匀的原则。成桥下状态下结构的位移和系梁的弯矩分布图如图 8 所示。

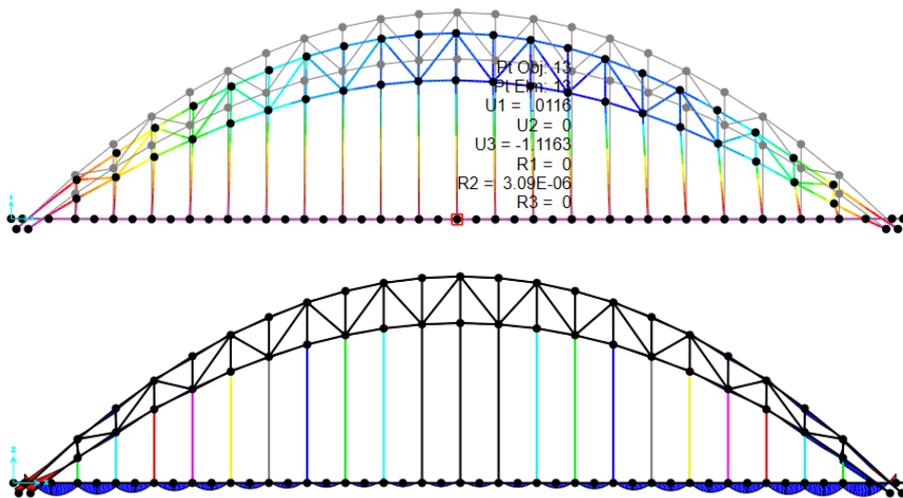


图11 最小弯曲能法-结构位移与弯矩分布图

查看结构的位移图可知，采用最小弯曲能法时，在算得的吊杆力作用下，系梁跨中位移为最大值为-1.319mm，其竖向变形非常小，满足设计要求。有弯矩分布图可知，系梁跨中处的弯矩最大为 827kN·m，系梁拱脚处的弯矩最大值为 2134kN·m，整体来看，系梁弯矩分布均匀，呈波浪状分布，材料利用率较为充分。因此采用最小弯曲能法计算该模型的吊杆力可作为手动优化调整吊杆力的基础，在此状态上进一步优化索力。

2.4 零位移法

CsiBridge 中提供了专用于索力优化的工具^[3]：荷载优化器，其理论基础为影响矩阵法。这里以零位移法的状态为目标，控制吊杆和系梁交点位置的竖向位移为 0，通过荷载优化器来计算在该状态下的吊杆轴力。

对于文章第一节中的模型，其计算步骤如下：①首先建立成桥状态的下的模型，②定义一个荷载模式，为“优化荷载”，并为各个吊杆指定-0.001mm/mm 的单位应变荷载，③定义一个阶段施工的荷载工况，在第一步添加所有结构和结构恒载。并依据结构的对称性，将吊杆分为 13 组，依次对各组吊杆施加荷载“优化荷载”。④打开荷载优化器，在荷载优化器中选择进一步定义的阶段施工荷载工况为“优化工况”，指定各个吊杆力为可调变量，目标变量即设定目标为各个吊点的竖向位移，这里均设置为 0.0005mm，如图-12 所示。定义完成后，即可运行分析，程序会自动迭代计算求出满足要求的吊杆力。

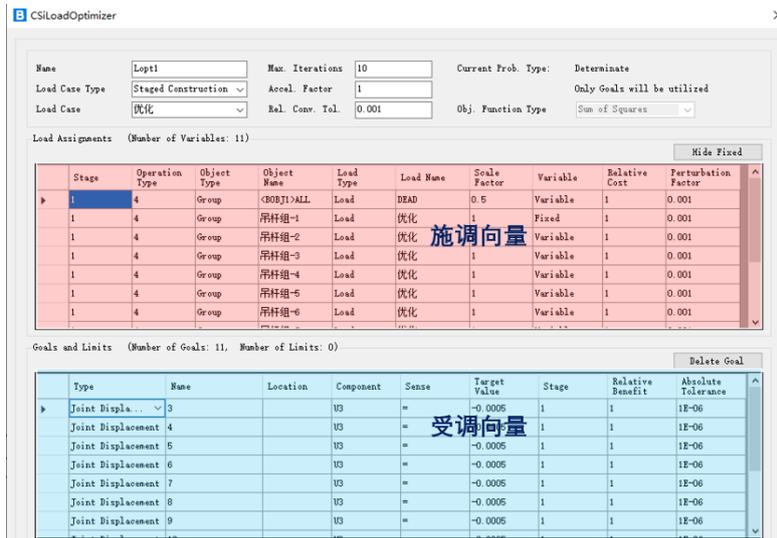


图 12 零位移法-荷载优化器设置

分析完成后程序会自动生成优化工况“优化_Lopt1”，在该工况中用户可以看到各个吊杆组中的比例系数发生了改变，如图-13 所示。以吊杆组-1 为例，优化前指定的初始应变为 0.001mm/mm，比例系数为 1。达到设置的目标状态时，比例系数变为 0.7846，其施加的应变荷载为初始应变荷载的 0.7846 倍，表示需要对吊杆组-1 施加 $0.001\text{mm/mm} \times 0.7846\text{mm/mm}$ 的应变荷载。其他的吊杆组按相同的方式依据比例系数调整施加的索力，结构即可达到设定的目标状态。成桥状态下，各个吊杆的轴力图如图 14 所示。

B 荷载工况数据 -Staged Construction 阶段施工分析

阶段数据: 1 (0 天; 输出: 无标签)

阶段操作	对象类型	对象名称	添加龄期	类型	名称	比例系数
Add Structure	Group	All	3.			
Load Objects	Group	吊杆组-1		Load Pattern	优化	0.7846
Load Objects	Group	吊杆组-2		Load Pattern	优化	1.8339
Load Objects	Group	吊杆组-3		Load Pattern	优化	1.7424
Load Objects	Group	吊杆组-4		Load Pattern	优化	1.694
Load Objects	Group	吊杆组-5		Load Pattern	优化	1.6129
Load Objects	Group	吊杆组-6		Load Pattern	优化	1.5749
Load Objects	Group	吊杆组-7		Load Pattern	优化	1.5287
Load Objects	Group	吊杆组-8		Load Pattern	优化	1.5025
Load Objects	Group	吊杆组-9		Load Pattern	优化	1.4795
Load Objects	Group	吊杆组-10		Load Pattern	优化	1.4678
Load Objects	Group	吊杆组-11		Load Pattern	优化	1.4634

图 13 优化工况结果

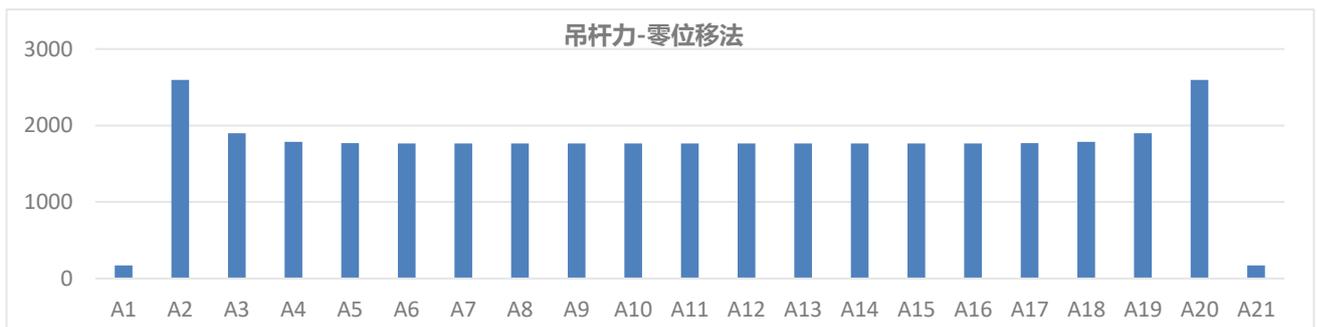


图 14 零位移法-计算吊杆轴力图

采用零位移法计算吊杆力时，可以看到跨中部分计算得到的吊杆力分布较为均匀，吊杆力基本分布在 1600KN~1800KN 之间，但是拱脚位置处的索力分布却差异较大。其中边吊杆 A1、A21 吊杆力非常小仅有 172KN，但是吊杆 A2、A20 的吊杆力却有 2597KN，轴力相差 10 倍左右，吊杆 A1、A21 的基本没有太大作用。成桥下状态下结构的位移和系梁的弯矩分布如图 15 所示。

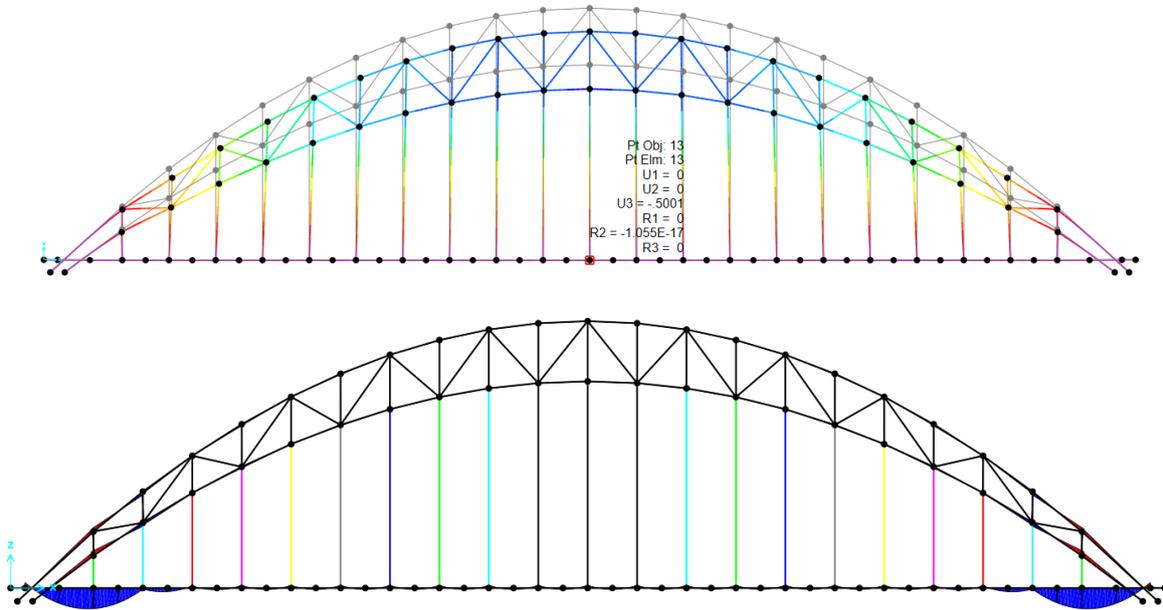


图 15 零位移法-结构位移与弯矩分布图

查看结构的位移图可知，采用零位移法法时，在算得的吊杆力作用下，系梁跨中位移为最大值为-0.5001mm，其竖向变形非常小，满足设计要求。由系梁的弯矩分布图可知，系梁跨中处的弯矩最大负弯矩为 434kN·m，系梁拱脚处的弯矩最大值为 6840kN·m，整体来看，系梁弯矩分布均匀，呈波浪状分布，材料利用率较为充分，但是端部系梁的弯矩过大，边吊杆 A1、A21 对系梁的弯矩控制没有明显作用。该计算结果大部分都比较理想，但是拱脚位置处还需要优化，需要调整拱脚附近吊杆力，发挥吊杆 A1、A21 的作用，减少系梁弯矩峰值。

3 综合结果比较

将上述几种算法求得的吊杆力进行对比，整理数据如下图所示。可以看到，基于以上方法计算吊杆的索力在 A1、A2、A3、A4、A18、A19、A20、A21 中吊杆力差异较大，其余吊杆力的分布类似，数值相差并不明细。其中最小弯曲能法计算各个吊杆的差异最小，吊杆力最稳定。零位移法计算的吊杆力差异最大，吊杆 A1、A2 轴力数值非常小，基本没有受力，而其他吊杆力分布都比较稳定。另外，对于该模型刚性支撑连续梁法和最小弯矩能法的计算结果相对比较接近，仅在拱脚位置处吊杆力差异会较大。仅从吊杆力的分布来说，最小弯曲能法的吊杆力计算结果最合理。

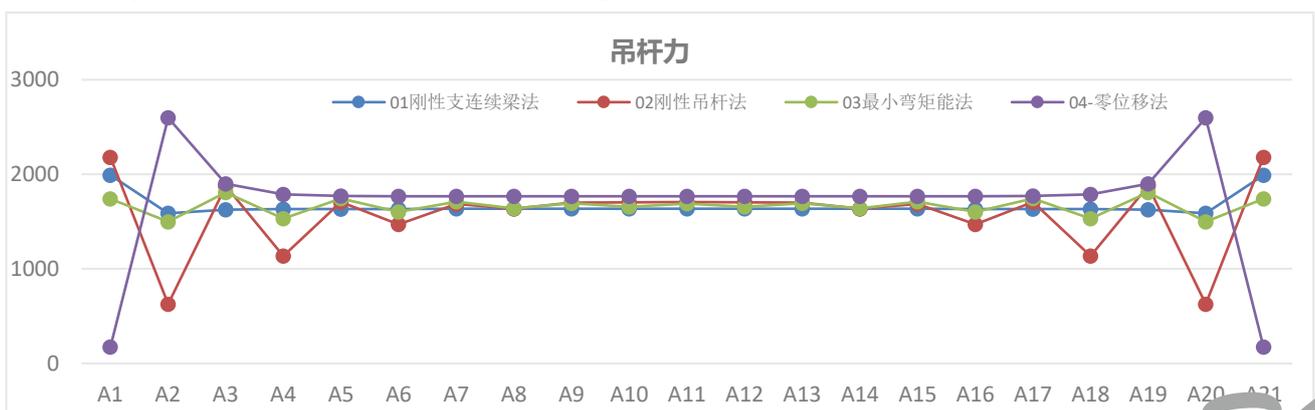


图 16 吊杆力汇总

由图 17 对比四种算法得到的系梁弯矩图，刚性连续梁法和刚性吊杆法计算出的系梁弯矩分布形式均类似抛物线型，表明吊杆力并没有有效改善系梁的弯矩的分布。尤其是刚性吊杆法，最大最小弯矩变化幅度最明显，不满足设计要求。零位移法和最小弯曲能法中系梁的弯矩分布基本呈波浪形式，吊杆力有效的削减了系梁的弯矩峰值。在跨中部分，两种分析方法的弯矩分布非常类似。而越靠近拱脚位置处，两者差异越明显。其中零位移法在拱脚处的峰值达到了 6840kN·m，而最小弯曲能法的峰值仅有 2134kN·m，因此从系杆弯矩分布的角度来说最小弯曲能法的计算结果更合理。

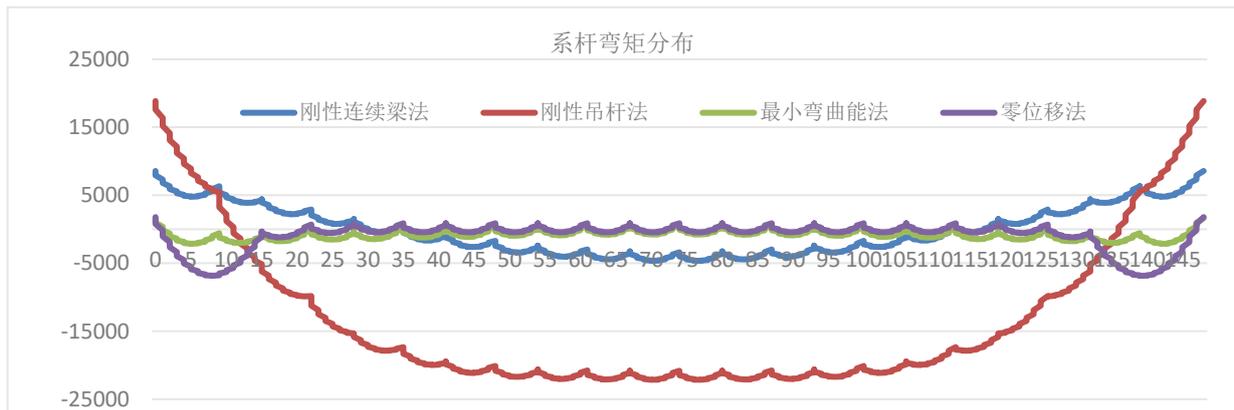


图 17 系梁弯矩分布汇总图

综上对比分析可知，对于该模型采用最小弯曲能法求得的成桥吊杆内力值分布较均匀，系梁弯矩呈波浪状均匀分布，且数值较小，竖向位移较小，结果较为合理。可以以此计算状态为基础，选取系梁或拱肋部分截面弯矩为控制目标，进一步优化吊杆力。

需要注意的是，不同拱桥具有不同结构形式、刚度分布等，因此不同的计算方法计算出的吊杆力差异可能较大，不同桥型适用的索力计算方法可能并不相同。计算时，用户可采用多种吊杆力计算方式初步计算吊杆力，然后选取其中最合理的结果初始索力，然后再依据其他要求进一步优化索力。

4 小结

在系杆拱桥设计过程中，吊杆索力的确定是桥梁结构分析计算的核心内容。本文综述了系杆拱桥成桥吊杆索力优化的几种常用方法以及如何在 CSiBridge 中实现，并简要探讨了这些方法在确定系杆拱桥成桥吊杆索力上的适用性。CSiBridge 作为桥梁专业性软件，在确定系杆拱桥成桥吊杆力问题时，具有方法多样、概念清晰、计算快捷等特点，可以有效地指导系杆拱桥的设计及施工。

参考资料

- [1]傅金龙, 黄天立. 刚性系杆拱桥成桥吊杆索力优化方法的适用性研究[J]. 铁道科学与工程学报, 2014, 11(4):8.
- [2]李广群. 基于系杆拱桥成桥吊杆索力优化方法[J]. 四川水泥, 2015(5):1.
- [3]Computers & Structures Inc., 北京筑信达工程咨询有限公司. CSI 分析参考手册. 2021.

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。

基础错层时的层剪力统计

本案例主要介绍结构存在基础错层时查看层剪力结果的注意事项。



使用软件/SOFTWARE

ETABS V20.3



模型简介/MODEL

某超高层结构如图 1 所示，基础标高为-0.65m。首层有部分构件落在-0.05m 标高处（图 1 立面视图中红色构件），其他构件（图中蓝色构件）落在基础-0.65m。

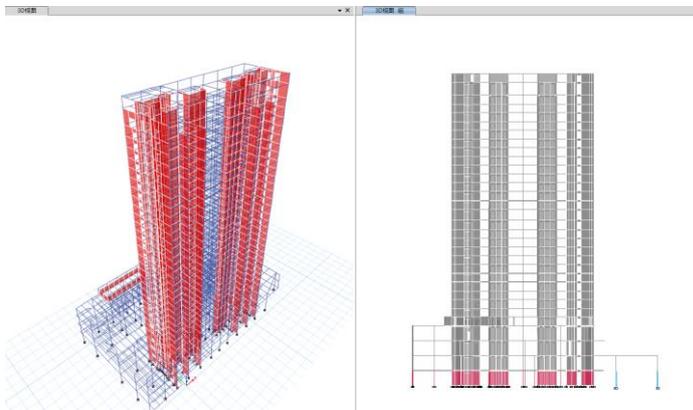


图 1 结构图

楼层	层高 m	标高 m
STORY12	3.5	51.75
STORY11	3.5	48.25
STORY10	3.5	44.75
STORY9	3.5	41.25
STORY8	3.5	37.75
STORY7	3.5	34.25
STORY6	3.5	30.75
STORY5	3.5	27.25
STORY4	6	23.75
STORY3	6	17.75
STORY2	5.8	11.75
STORY1	6.6	5.95
BASE		-0.65

图 2 楼层数据

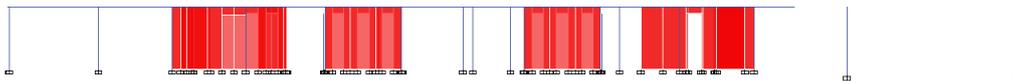


图 3 错层示意图



问题描述/PROBLEM

计算完成后发现 Base 层的剪力异常，原因是什么？

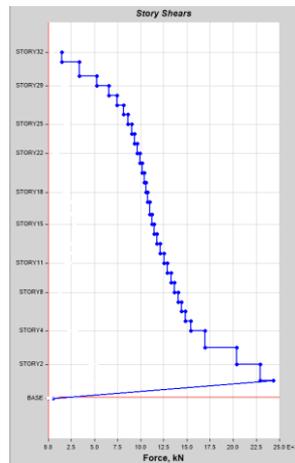


图 3 层剪力结果



解决办法/SOLUTION

ETABS 中的层指标均基于楼层数据统计。统计层剪力时，程序将根据楼层范围内的构件、以及构件端落在层标高处的节点进行统计。原模型中 Base 层标高为-0.65m，首层未落在该标高处的构件内力未统计在层剪力范围内，Base 层实际只包括了 5 根框架柱的支座，其余构件嵌固在 Story1，故结果异常。

我们可以通过截面切割校核程序的统计结果。具体操作为：模型计算完成后，选中落在-0.65m 的竖向构件及其底部节点，通过【指定 > 对象组】将其定义为对象组 G1，并通过【定义 > 截面切割】得到对象组 G1 的合力结果。

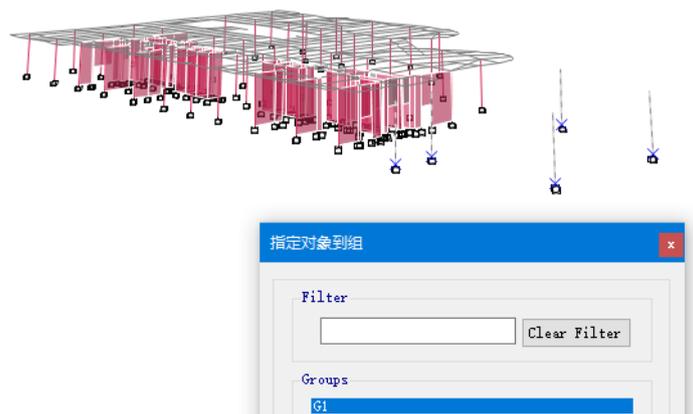


图 4 指定对象组



图 5 定义截面切割

在【显示 > 显示表格 > Analysis results > Structure output > Other output】中可以看出截面切割结果，默认情况下方向 1、2、3 分别对应全局 X、Y、Z 坐标轴，因此查看 F1，可得剪力为 515kN，与程序输出的层剪力结果一致。

Units: As Noted		Hidden Columns: No		Sort: None		Story Forces		
Filter: ([Story] = 'STORY1')								
	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN
▶	STORY1	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	289.8229	515.001	312.327

图 6 层剪力结果

Units: As Noted		Hidden Columns: No		Sort: None		Section Cut Forces - Analysis		
Filter: None								
	SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1 kN	F2 kN	F3 kN	M1 kN-m
▶	G1-0.65m	EX	LinRespSpec	Max	515.0004	312.3271	289.8225	4473.2934

图 7 对象组 G1 截面切割结果

若需获取首层所有构件的层剪力，有两种方法：

- (1) 可直接查看 base reaction 表格中的基底剪力，基底剪力将基于模型中所有支座、点弹簧的反力统计；
- (2) 通过截面切割获取相关构件的内力，本例将首层所有竖向构件及底部节点定义为一个对象组，输出其截面切割结果。

果。

两种方法下得到的层剪力结果一致，如下所示：

Units: As Noted		Hidden Columns: No		Sort: None		Base Reactions		
Filter: None								
	Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	
▶	EX	LinRespSpec	Max	24361.2175	5589.3887	0.0043	97597.4693	

图 8 基底反力结果

Units: As Noted		Hidden Columns: No		Sort: None		Section Cut Forces - Analysis		
Filter: None								
	SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1 kN	F2 kN	F3 kN	M1 kN-m
▶	Story1	EX	LinRespSpec	Max	24361.2175	5589.3887	0.0043	94567.1842

图 9 截面切割结果

基础不同标高时的层剪力统计

本案例主要介绍模型存在两个基础标高时应如何查看层剪力结果。



使用软件/SOFTWARE

ETABS V20.3



模型简介/MODEL

该模型为核心筒下沉建筑，地上 11 层，地下 3 层，如下图所示。

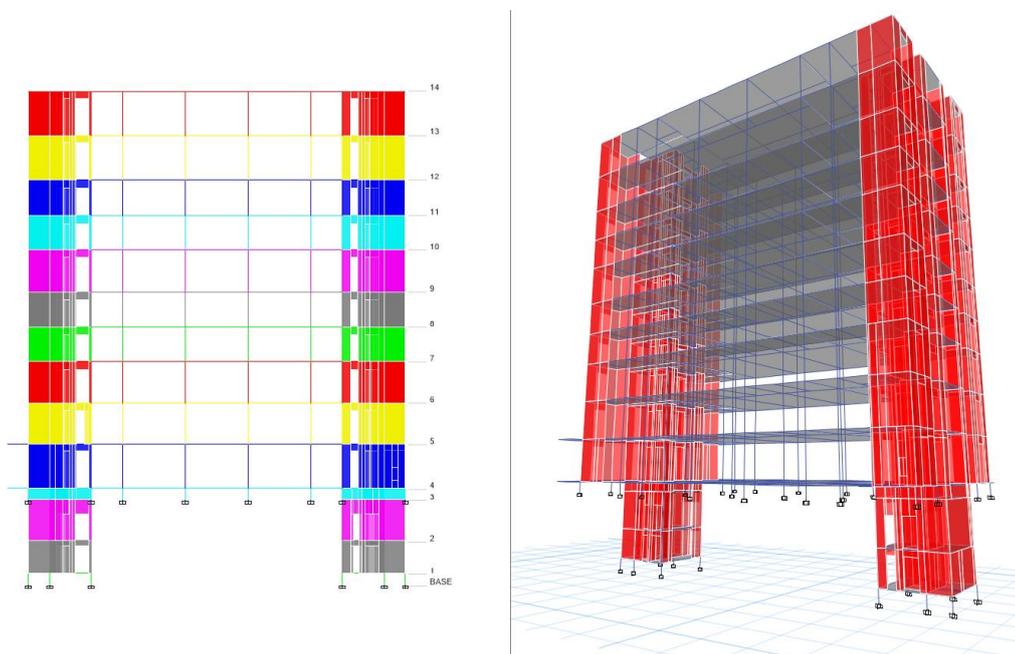


图 1 模型示意图



问题描述/PROBLEM

计算完成后发现下沉区域层剪力偏小，不符合层剪力从下往上依次减小的趋势，且与国产软件输出结果不同，原因是什么？应该怎么处理？



解决办法/SOLUTION

ETABS 中的层剪力基于从属于楼层范围的竖向构件统计，比如首层剪力基于首层柱构件的内力统计，二层剪力基于二层的剪力墙内力统计。大部分上部结构的剪力传递至浅基础处，故下沉区域剪力偏小。

我们可以通过截面切割校核程序的统计结果。将首层柱及其底部节点定义在对象组 story1 中，通过定义截面切割查看 story1 的合力结果如图 3 所示，与图 4 中程序输出一致。

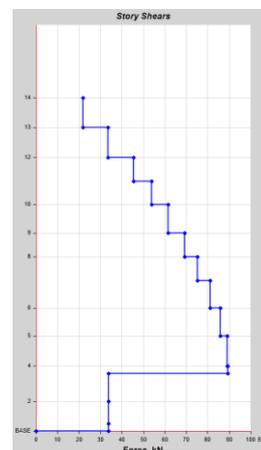


图 2 楼层剪力图

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None					Section Cut Forces - Analysis		
Filter: None							
	SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1 kN	F2 kN	F3 kN
▶	SCut1	EQX	LinRespSpec	Max	33853.9714	750.1983	513.8877

图 3 story1 截面切割结果

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None					Story Forces		
Filter: None							
	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN
	14	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	21784.4317
	13	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	33533.8822
	12	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	45288.9856
	11	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	53738.4671
	10	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	61522.7909
	9	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	69279.3752
	8	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	75208.7866
	7	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	81190.3756
	6	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	85812.9014
	5	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	89007.8086
	4	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	89262.8758
	3	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	513.8877	33814.6825
	2	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	513.8877	33841.3895
▶	1	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	513.8877	33853.9714

图 4 story1 楼层力结果

国产软件统计层剪力时不仅考虑了本层竖向构件的内力，还考虑了浅基础处的剪力，故可以得到层剪力从上往下大致递增的规律。有时候用户有模型二次校核、指标对比等需求，需在 ETABS 中得到考虑浅基础处剪力的层剪力结果，此时可灵活定义截面切割完成统计。对于第一层，可将首层竖向构件、与浅基础相连的构件及其节点定义为一个对象组 S1，同理，可以得到其他层的层剪力结果。

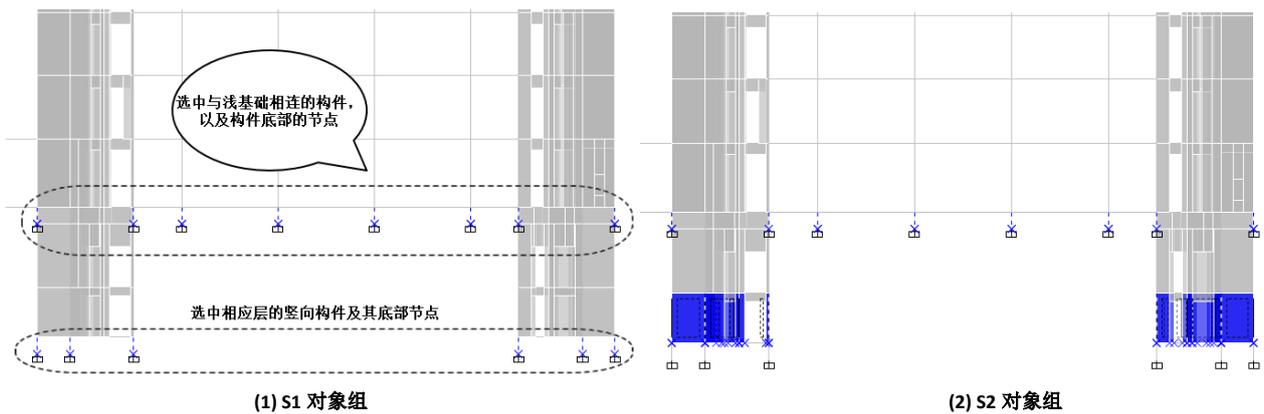


图 5 对象组

可以看到，基于 S1 得到的截面切割结果与程序输出的 Base reaction 一致，S4 截面切割结果与 Story4 一致。总体来看，下沉区域层剪力几乎没有变化，按此方式统计的剪力与国产软件统计的结果一致。

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None				Base Reactions		
Filter: None						
	Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN
▶	EQX	LinRespSpec	Max	89228.7738	1561.499	0

图 6 基底剪力结果

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None				Section Cut Forces - Analysis			
Filter: None							
	SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1 kN	F2 kN	F3 kN
	S1	EQX	LinRespSpec	Max	89228.7738	1561.499	0
	S2	EQX	LinRespSpec	Max	89245.8961	1561.7989	0
▶	S3	EQX	LinRespSpec	Max	89277.3619	1561.413	0
	S4	EQX	LinRespSpec	Max	89262.8758	1558.6734	0

图 7 S1~S4 截面切割结果

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None				Story Forces			
Filter: None							
	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN
	14	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	21784.4317
	13	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	33533.8822
	12	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	45288.9856
	11	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	53738.4671
	10	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	61522.7909
	9	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	69279.3752
	8	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	75208.7866
	7	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	81190.3756
	6	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	85812.9014
	5	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	89007.8086
▶	4	EQX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	89262.8758

图 8 Story4 楼层力结果

编写：刘慧璇

弹塑性时程分析模型检查二则

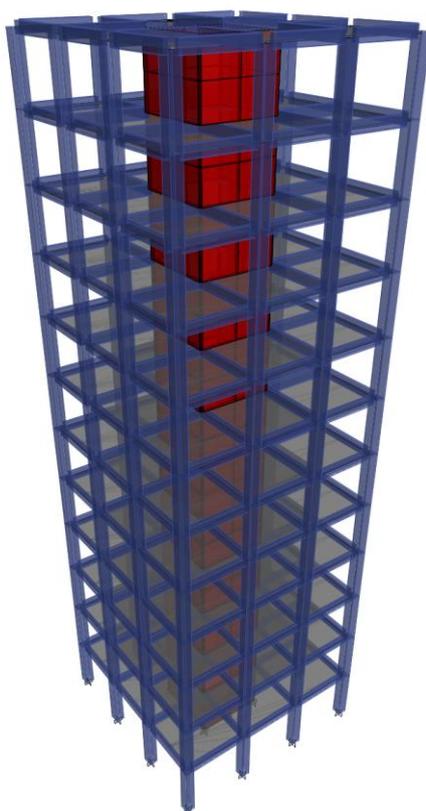
本案例介绍两例弹塑性模型检查遇到的问题。

使用软件/SOFTWARE

ETABS V20.3

模型 (1) 简介/MODEL

如图所示，模型为 12 层框架核心筒结构，结构布置有塑性铰，进行大震弹塑性时程分析。



问题描述/PROBLEM

筑信达技术通讯文章《[ETABS 与 Perform3D 弹塑性分析功能对比示例](#)》中，展示了 ETABS 弹塑性分析强大分析功能与分析效率，但是此模型 ETABS 的分析时间超过了 1 小时，而 Perform3D 仅需 10 分钟左右，ETABS 并不像文章中那样高效，请协助检查模型。

解决办法/SOLUTION

模型检查过程中发现如下问题：

1. 材料定义有误。混凝土和钢筋材料的强度值取用错误，混凝土材料中输出的强度为混凝土强度标准值，例如 C30 混凝土中，应输入 20.1MPa，而非 30MPa；钢筋材料存在多个强度，在非线性分析当中使用的是期望屈服强度和期望极限强度，考虑到中国规范中常采用屈服强度进行设计，因此可以将材料的屈服强度输入至期望屈服强度中，例如 HRB400 钢筋中，期望屈服强度应输入 400MPa，而非 360MPa。



图 1 混凝土材料与钢筋材料强度属性输入

2. 楼板剖分。模型中楼板的剖分尺寸目前是 0，这会导致创建分析模型出错，楼板全部丢失，将楼板剖分尺寸改为 1.5 米后，分析正常。
3. 电梯井处存在开洞，但是开洞上面布置了荷载，这是不允许的，这部分荷载会丢失，并给出警告信息，建议删除开洞部分的面荷载。
4. 未定义初始重力工况且时程工况未接力初始重力工况。这可能会导致分析出现较为严重的问题，梁内力可能会偏小，墙、柱的轴压比偏小、屈服强度失真、延性偏大等问题，因此初始重力工况是必须要考虑的。
5. 分析建议考虑 P-Δ 效应，且初始工况和时程工况中均考虑了 P-Δ 效应。
6. 铰的模拟方式应采用“单元属性”。铰模拟方式采用“单元属性”会使分析速度和收敛性有较大的提高，推荐采用。铰模拟方式采用“连接单元”方法主要是适用于 FNA 法，但是 FNA 法并不适合于连接单元数量过大的情况，通常连接单元的非线性自由度数量超过节点数量的 20%时，FNA 法的计算效率将会低于直接积分法。



图 2 非线性铰的分析模型

7. 求解器建议采用多线程求解器。

经上述修改后，计算时间如下：

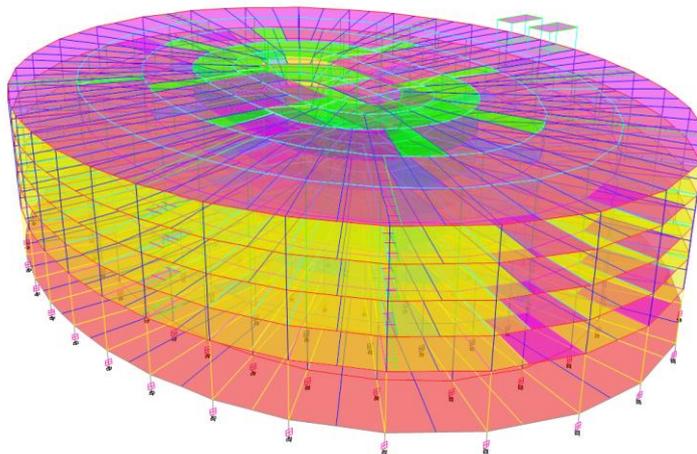
如果楼板采用壳单元，1.5m 剖分，且考虑 P-Δ 效应，分析时间约 10 分钟；

如果楼板采用膜单元，且考虑 P-Δ 效应，分析时间约 5 分钟；如果不考虑 P-Δ 效应，分析时间约 4 分钟。

机器配置：AMD R7 3700X, 内存 16G。

模型 (2) 简介 / MODEL

如图所示，模型为 5 层隔震结构，主体结构弹性，进行大震弹塑性分析。



问题描述 / PROBLEM

模型分别采用了 FNA 和直接积分法进行分析，但是发现通过 FNA 法得到的隔震支座变形较直接积分法大 20mm~50mm，请问是什么导致了这些差别。

解决办法 / SOLUTION

模型检查过程中发现如下问题：

1、程序中给出荷载作用于无质量自由度上的警告。可通过对连接单元添加质量和转动惯量解决这个问题，如下图，这对 FNA 法的分析结果可能有影响。

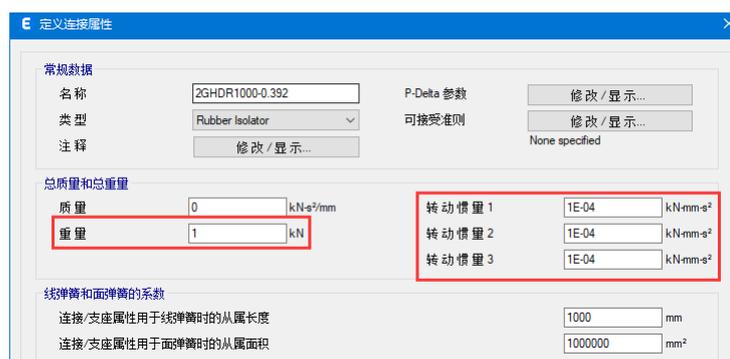


图 1 连接单元质量与转动惯量

2、RITZ 设置，取消掉 RX、RY 和 RZ，这三个分量对分析而言没有实质的作用，而且会激发出一些不需要的模态，降低其他荷载的动力参与系数，从而影响分析精度，故删除掉。另外，为兼顾分析时间与精度，采用了 1000 个模态数量进行计算。

3、分析步长。由于分析中包含了竖向的加速度，并且模型中包含了摩擦摆支座，因此我们需要关心一下时程分析步长。理论上讲，直接积分法的分析步长应足够小以满足分析精度，通常要求 $\Delta t < 0.1T$ ，对于多自由度，可按照质量参与系数达到 90% 时的周期确定分析步长，如下图所示，实际取值为 0.005s。经对比发现，取值为 0.005 时，曲线更加光滑，连接单元变形和出力会有一定幅度的变化，但是未超过 2%。

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Ritz-2000	361	0.061	0	0	0.002	0.9984	0.9984	0.8937	0.0014
Ritz-2000	362	0.061	0	0	0.0008	0.9984	0.9984	0.8945	0.0001
Ritz-2000	363	0.061	0	0	0.0018	0.9984	0.9984	0.8963	0.0001
Ritz-2000	364	0.061	0	0	6.101E-06	0.9984	0.9984	0.8963	0.0001
Ritz-2000	365	0.061	0	0	0	0.9984	0.9984	0.8963	8.818E-06
Ritz-2000	366	0.06	0	0	0.0016	0.9984	0.9984	0.8979	0.0005
Ritz-2000	367	0.06	0	0	0.0004	0.9984	0.9984	0.8982	0.0001
Ritz-2000	368	0.06	0	0	2.465E-06	0.9984	0.9984	0.8982	0.001
Ritz-2000	369	0.06	0	0	0.0046	0.9984	0.9984	0.9028	0.0005
Ritz-2000	370	0.06	0	0	2.483E-05	0.9984	0.9984	0.9028	0.0007
Ritz-2000	371	0.06	0	0	0.0006	0.9984	0.9984	0.9035	0.0002
Ritz-2000	372	0.06	0	0	1.562E-05	0.9984	0.9984	0.9035	0.0001
Ritz-2000	373	0.059	0	0	0.0005	0.9984	0.9984	0.904	0.0005
Ritz-2000	374	0.059	0	0	0.0002	0.9984	0.9984	0.9042	4.183E-05

图 2 竖向质量参与系数

4、连接单元的刚度选项。原模型中用于刚度比例粘滞阻尼的刚度采用的是为 K_0 ，但是这个并不合理，首先，瑞利阻尼的周期点其实是按照有效刚度 K_e 计算的，不是初始刚度 K_0 ；其次，连接单元在变形过程中，其刚度是在变化的，会因屈服而减小，如果使用 K_0 的话，会导致刚度阻尼值偏大；最后，RITZ 的模式是按照 K_e 计算得到的，如果直接积分法中瑞利阻尼采用 K_0 会与 FNA 法中的模态阻尼不匹配，因此建议此处使用 K_e 进行计算。

图 3 连接单元的刚度选项

5、模型中 FNA 法和直接积分法都采用了瑞利阻尼，但是两者也不是一样的。FNA 法是将瑞利阻尼转换为模态阻尼进行使用的，而且 FNA 法阻尼值不会超过 1，如图 4 所示，而瑞利阻尼是可以出现过阻尼的情况的。但这对分析结果影响比较小，因为此时结构频率非常高，动力效应比较小，可忽略。

分析完成

File Name: F:\客户模型\2022-08\云南...\ETABS隔震弹塑性模型(带支座FNA)-减小步长 (EDB)
 Start Time: 2022/8/17 10:59:23 Elapsed Time: 01:02:46
 Finish Time: 2022/8/17 12:02:10 Run Status: 结束 - 分析完成

Run 1				
947	0.008658	0.990502		
948	0.008638	0.992802		
949	0.008629	0.993866		
950	0.008606	0.996513		
951	0.008595	0.997731		
952	0.008594	0.997926		
953	0.008571	1.000579	SET TO	0.999950
954	0.008521	1.006418	SET TO	0.999950
955	0.008519	1.006708	SET TO	0.999950
956	0.008505	1.008297	SET TO	0.999950
957	0.008490	1.010134	SET TO	0.999950
958	0.008471	1.012395	SET TO	0.999950
959	0.008456	1.014101	SET TO	0.999950
960	0.008434	1.016820	SET TO	0.999950
961	0.008419	1.018569	SET TO	0.999950
962	0.008413	1.019333	SET TO	0.999950
963	0.008399	1.021045	SET TO	0.999950
964	0.008373	1.024214	SET TO	0.999950
965	0.008352	1.026735	SET TO	0.999950
966	0.008339	1.028357	SET TO	0.999950
967	0.008304	1.032661	SET TO	0.999950
968	0.008265	1.037580	SET TO	0.999950

过阻尼会被置为
0.9999

图 4 FNA 法中的模态阻尼比

按上述修改后，计算结果如下，两者吻合度非常高，且计算结果更加接近于原 FNA 法。

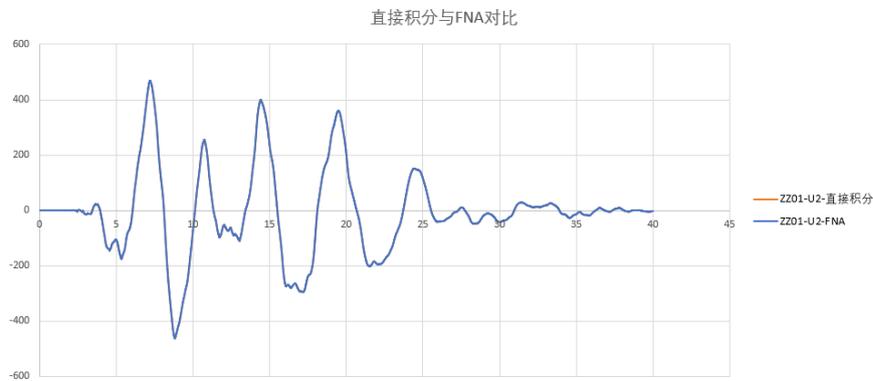


图 5 直接积分法与 FNA 法下连接单元的变形

编写：吴文博

立柱在节点是否打断对美标设计的影响

本案例主要介绍采用 SAP2000 软件美标计算分析某工业钢结构，在其他条件相同情况下，钢支架立柱在节点打断和不打断计算结果差异悬殊的原因。

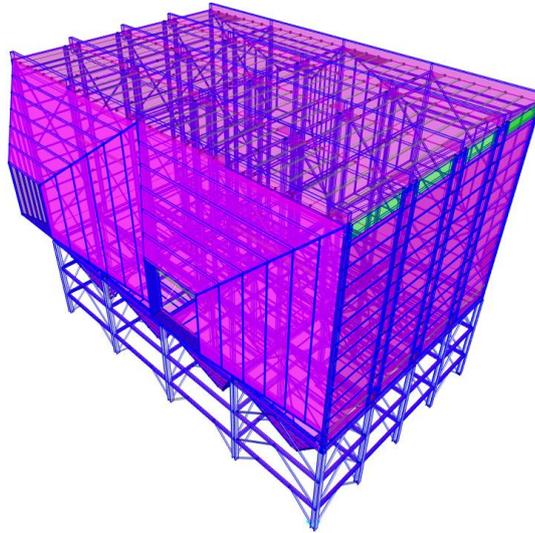


图 1 某工业钢结构模型

使用软件/SOFTWARE

SAP2000

模型简介/MODEL

该工业钢结构，主要由壳单元和框架单元组成，在框架两个主方向均设置了柱间支撑，如上图所示。

问题描述/PROBLEM

该工业钢结构，在其他条件相同情况下，钢支架立柱（H350X350X12X25）在与梁相交位置打断与不打破，最终设计应力比相差悬殊（图 2、图 3），请问出现这种情况的原因？

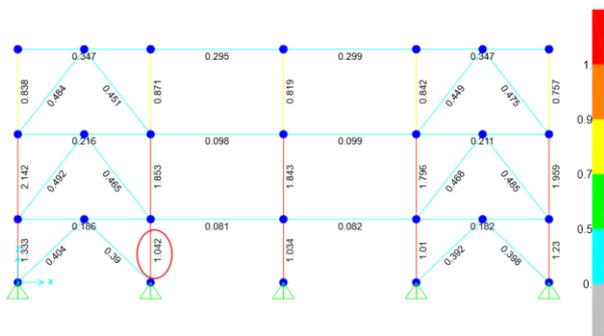


图 2 钢框架柱打断的应力比

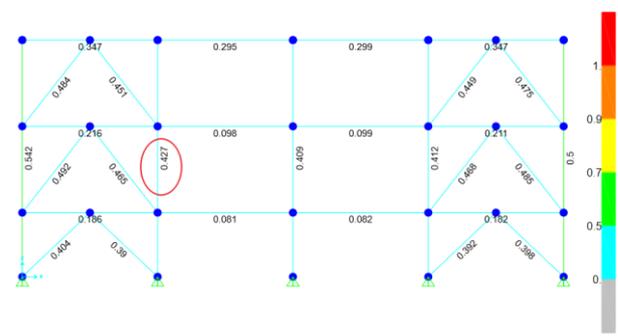


图 3 钢框架柱未打断的应力比

解决办法 / SOLUTION

在进行钢框架设计时，需要把钢框架柱在梁柱相交节点处打断，这样程序才能根据正确的梁柱线刚度判断计算长度系数，这一点无论是国标还是美标均是如此。

但是这个模型却显示，打断后的模型算出的应力比远大于打断前。通过查看该钢框架柱的详细设计细节，会发现对应的轴力项有效长度系数 K_2 取值均远大于 1.0（图 4、图 5），这跟该工业钢结构采用的框架支撑体系不符。

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)		K2	B1	B2
Factor	L	K1	1.	1.
Major Bending	1.	1.	9.77	1.
Minor Bending	1.	1.	3.762	1.

图 4 钢框架柱打断对应的 K_2

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)		K2	B1	B2
Factor	L	K1	1.	1.
Major Bending	0.365	1.	4.219	1.
Minor Bending	0.365	1.	2.331	1.

图 5 钢框架柱未打断对应的 K_2

AISC 360 规范中，计算长度系数 K 有两种。一种用于所有梁柱节点位置固定，即无侧移的情况，用 K_1 标识，该参数用于构件的 P-delta 效应的 B_1 系数计算（AISC 360-10 附录 8.2）。程序默认 $K_1=1$ ，对应图 6 中第 22/23 项的有效长度系数 K_1 。若 K_1 需取其它值，需由用户指定。另一种用于所有梁柱节点位置能自由移动，即有侧移的情况，用 K_2 标识，对应图 6 中第 24/25 项的有效长度系数 K_2 。该参数类似中国规范钢标附录 E 的柱计算长度系数。程序自动计算 K_2 ，用户也能修改。 K_2 用于计算构件的轴向承载力。 K_1 和 K_2 均可通过 SAP2000 的钢框架设计覆盖项进行人工指定（图 6）。

针对 AISC 360 规范，SAP2000 程序默认的 K_2 计算方法适用于有侧移的抗弯框架，对于带支撑框架或其他结构体系，用户需自行设置 K_2 的数值，本案例的钢框架虽然为带支撑的框架，但是由于程序默认是按照有侧移的抗弯框架计算 K_2 ，因此程序默认算出的 K_2 偏大。根据 AISC 360 附录 7，对于有支撑框架， K_2 可取 1.0。因此可将对应的柱有效长度系数 K_2 改为 1.0（图 6），再次设计可得合理的应力比（图 7）。

当然，若本案例采用中国规范设计，相应中国规范的设计首选项可选择框架类型为有侧移或无侧移，程序会针对相应的框架类型输出合理的计算长度系数，也就不存在需要用户自行设置计算长度系数的问题。

S 钢框架设计覆盖项 - AISC 360-16

项	数值
19 无支撑长度系数(主)	程序默认
20 无支撑长度系数(次)	程序默认
21 无支撑长度系数(LTB)	程序默认
22 有效长度系数 K_1 (主)	程序默认
23 有效长度系数 K_1 (次)	程序默认
24 有效长度系数 K_2 (主)	1.
25 有效长度系数 K_2 (次)	1.
26 有效长度系数 K (LTB)	程序默认

图 6 将 K_2 修改后的钢框架设计覆盖项

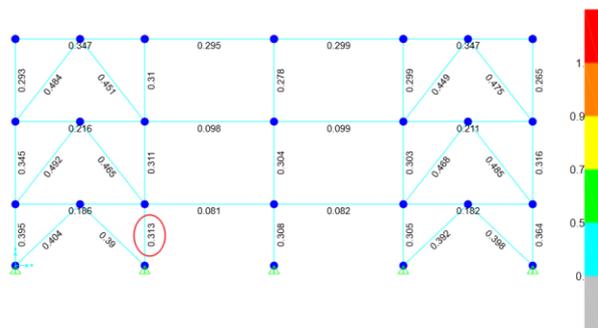


图 7 钢框架柱打断并修改 K_2 的应力比

编写：郑翔

梁的整体稳定系数与无支撑长度系数

本案例主要介绍采用 SAP2000 软件分析某悬挂结构时，无支撑长度系数对梁整体稳定系数的影响。

使用软件/SOFTWARE

SAP2000 V23

模型简介/MODEL

某悬挂结构（图 1），设置了若干固定铰支座钢梁，该结构未铺设楼板，也未设置梁间支撑。

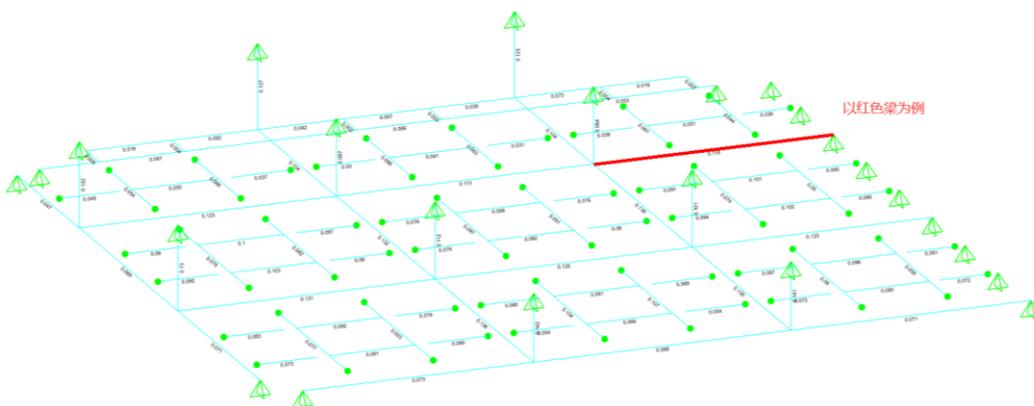


图 1 某悬挂结构模型

问题描述/PROBLEM

以上图红色钢梁为例，查阅该梁的设计细节（图 2），发现梁的整体稳定系数 ϕ_b 为 1.0，但是若按照钢标附录 C 计算，其数值应该为 0.9 左右，请问这是啥原因？

Other Moment Factors						
	Gamma	Beta_m	Beta_t	eta	phi_b	Alpha*II
Major Bending	1.05	0.801	1.	1.	1.	1.
Minor Bending	1.2	0.799	1.	1.	1.	1.

Section Classification (GB50017 3.5.1)						
	b/t	LambdaS1	LambdaS2	LambdaS3	LambdaS4	LambdaS5
	Ratio	Limit	Limit	Limit	Limit	Limit
Flange	4.141	9.	11.	13.	15.	20.
Web	23.367	65.	72.	93.	124.	250.

Section Classification Parameters (GB50017 3.5.1)				
Parameters	Epsilon_k	Sigma_diff	Sigma_max	Alpha_0
	1.	49.73	24.87	2.

Special Width/Thickness Ratio Check (GB50017 7.3.1, GB50011 8.3.2, 8.4.1)					
	b/t	b/t	b/t	Status	Check
	Ratio	Limit	Limit	b/t?	
Flange	4.141	15.298	----	Yes	OK
Web	23.367	51.489	----	Yes	OK

Special Width/Thickness Ratio Check Parameters					
Parameters	Epsilon_k	Phi_min	N/(A*F)	Alpha	Lambda
	1.	0.842	1.000E-06	1.	52.979

Slenderness Check (GB50017 7.4.6, 7.4.7, GB50011 8.3.1, JGJ99 7.3.9, 7.5.4)					
	Mue*L/i	Lambda	Lambda	Status	Check
	Ratio	Limit	Limit		
Major Bending	52.979	400.	----	OK	
Minor Bending	52.979	400.	----	OK	

图 2 钢梁设计细节

解决办法/SOLUTION

梁的整体稳定系数 ϕ_b 是根据《钢标》附录 C 进行计算的。规范规定等截面焊接工字形和轧制 H 形钢简支梁的整体稳定系数按下式计算

$$\varphi_b = \beta_b \frac{4320}{\lambda_y^2} \frac{Ah}{W_x} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_y t_1}{4.4h} \right)^2} + \eta_b \right] \varepsilon_k$$

其中： $\lambda_y = \frac{l_1}{i_y}$ ，为梁在侧向支承点间对截面弱轴 y-y 的长细比。

对于本案例，如图 3 所示，该主梁长度为 2800mm，绕弱轴的回转半径为 18.9mm。由于该结构未铺设楼板，也未设置梁间支撑，次梁对红色梁起不到侧向支撑的作用，因此其绕弱轴的长细比应为 2800/18.9=148.15。

但是查阅图 2 可知，绕弱轴的长细比为 52.979，远小于 148.15，说明设计时低估了 λ_y 。其原因是：程序将与红色主梁垂直的两排次梁默认为红色梁的侧向支承点，因此其长度 l_1 是取的梁端与次梁之间长度 1m。则相应的绕弱轴的长细比取为 1000/18.9=52.9（即图 2 中的数值）。

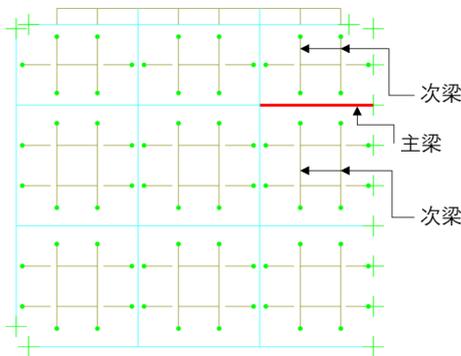


图 3 结构平面图

项	数值
25 净扬度限值 abs	程序默认
26 指定反拱值	程序默认
27 净/毛面积比	程序默认
28 活荷载折减系数	程序默认
29 无支撑长度系数(主)	程序默认
30 无支撑长度系数(次)	1.0
31 有效长度系数μ(主)	程序默认
32 有效长度系数μ(次)	程序默认
33 有侧移 M 放大系数 (α _M 主)	程序默认
34 有侧移 M 放大系数 (α _M 次)	程序默认
35 轴向稳定系数 (Phi主)	程序默认
36 轴向稳定系数 (Phi次)	程序默认
37 梁的整体稳定系数 φ _b (主)	程序默认
38 梁的整体稳定系数 φ _b (次)	程序默认
39 弯矩系数 (Beta _m Major)	程序默认
40 弯矩系数 (Beta _m Minor)	程序默认
41 弯矩系数 (Beta ₁ Major)	程序默认
42 弯矩系数 (Beta ₁ Minor)	程序默认

图 4 修改钢梁无支撑长度系数

对于中国规范的梁，其受压翼缘侧向支承点之间的距离，是通过构件长度乘以无支撑长度系数计算的。因此，用户可将梁设计覆盖项中的无支撑长度系数改为 1.0（图 4），表示取该梁的构件整体长度作为侧向支撑点之间的距离，则可得到正确的长细比 λ_y （图 5），进而可得到合理的整体稳定系数 φ_b 。

一般来说，无支撑长度系数和有效长度系数是适用于压弯构件的验算，因此框架柱的设计细节会输出这两类长度系数。而对于受弯构件，虽然程序不输出这两类长度系数，但该数值依然会影响受压翼缘侧向支撑点之间的距离，从而影响梁整体稳定系数的计算。

Other Moment Factors						
	Gamma	Beta _m	Beta _t	eta	phi _b	Alpha*II
Major Bending	1.05	0.801	1.	1.	0.895	1.
Minor Bending	1.2	0.773	0.85	1.	1.	1.
Section classification (GB50017 3.5.1)						
	b/t	LambdaS1	LambdaS2	LambdaS3	LambdaS4	LambdaS5
	Ratio	Limit	Limit	Limit	Limit	Limit
Flange	4.141	9.	11.	13.	15.	20.
Web	23.367	65.	72.	93.	124.	250.
	Class					Class S1
Section classification Parameters (GB50017 3.5.1)						
Parameters	Epsilon _k	Sigma _{diff}	Sigma _{max}	Alpha ₀		
	1.	49.73	24.87	2.		
Special Width/Thickness Ratio Check (GB50017 7.3.1, GB50011 8.3.2, 8.4.1)						
	b/t	b/t	b/t (Se1)	Ignore	Status	
	Ratio	Limit	Limit	b/t?	Check	
Flange	4.141	20.	-----	Yes	OK	
Web	23.367	75.	-----	Yes	OK	
Special Width/Thickness Ratio Check Parameters						
Parameters	Epsilon _k	Phi _{min}	N/(A*F)	Alpha	Lambda	
	1.	0.314	1.000E-06	1.	100.	
Slenderness Check (GB50017 7.4.6, 7.4.7, GB50011 8.3.1, JGJ99 7.3.9, 7.5.4)						
	Mu=L/I	Lambda	Lambda(Se1)	Status		
	Ratio	Limit	Limit	Check		
Major Bending	42.578	400.	-----	OK		
Minor Bending	148.341	400.	-----	OK		

图 5 修改后的钢梁设计细节

是否考虑剪切中心对杆件分析的影响

本例主要介绍 SAP2000 V24 版本中新增的默认考虑截面剪切中心选项，该选项对分析结果的影响。

使用软件/SOFTWARE

SAP2000 V24.0.0

模型简介/MODEL

该模型为一联 15m 的光伏支架，其结构布置如下图所示。

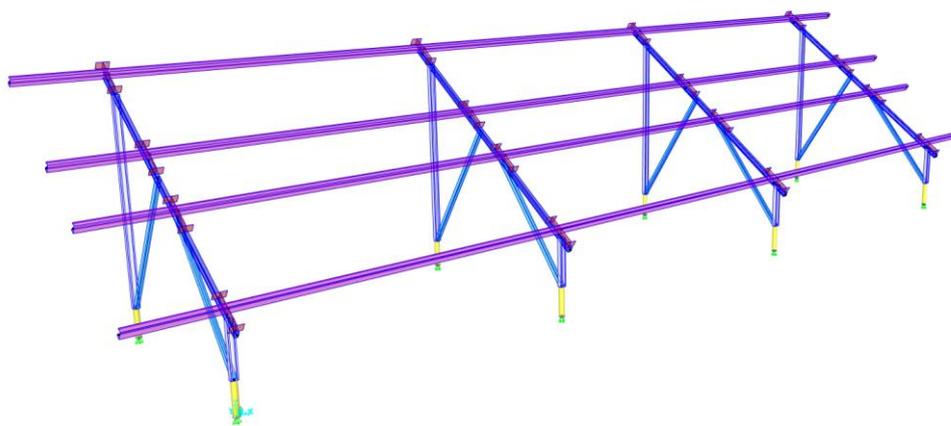
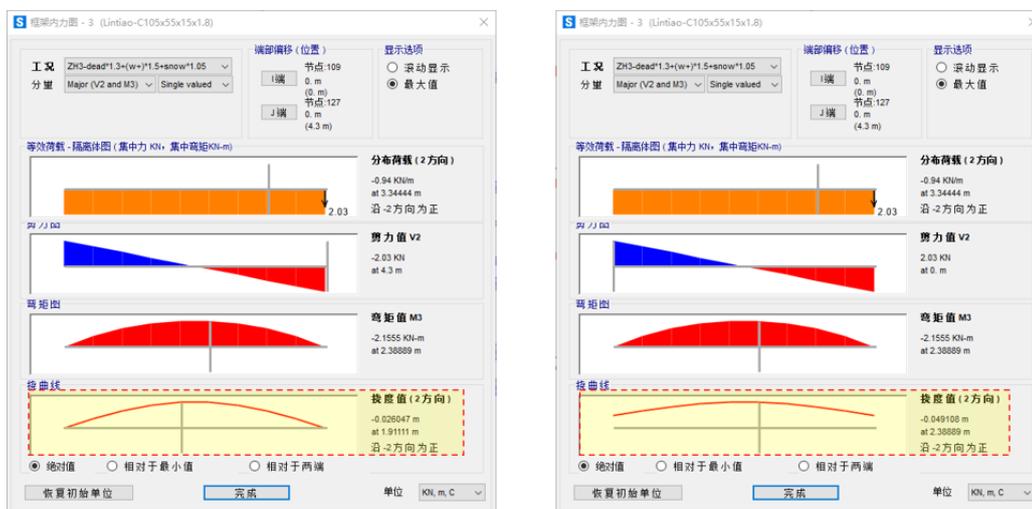


图 1 光伏支架模型图

问题描述/PROBLEM

该模型分别采用 SAP2000 V21 和 SAP2000 V24 计算，计算完成后查看檩条（框架-3）在荷载组合“ZH3-dead*1.3+(w+)*1.5+snow*1.05”下的挠度，具体结果如下图所示。可以看到在 SAP2000 V21 中“框架-3”的 2 方向的绝对挠度值为-0.026047m，而在 SAP2000 V24 中“框架-3”的 2 方向的绝对挠度值为-0.049108m，两者相差接近一倍，这是为何？



(a) V21计算结果

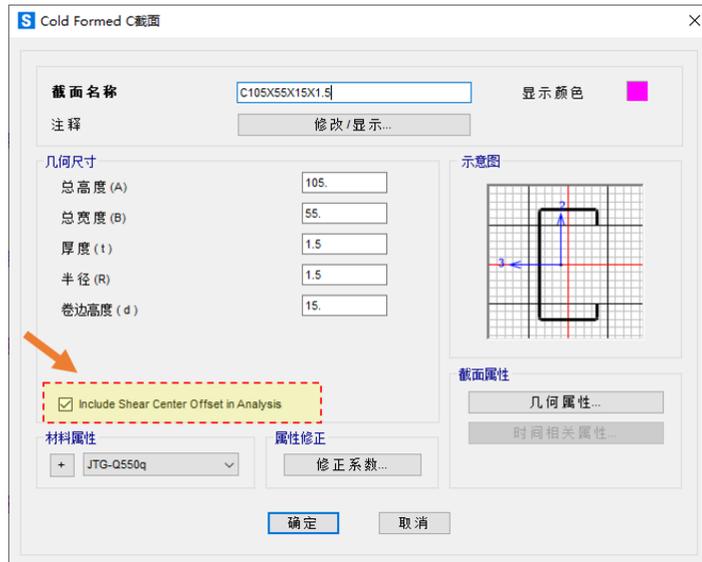
(b) V24计算结果

图 2 檩条“框架-3”内力图



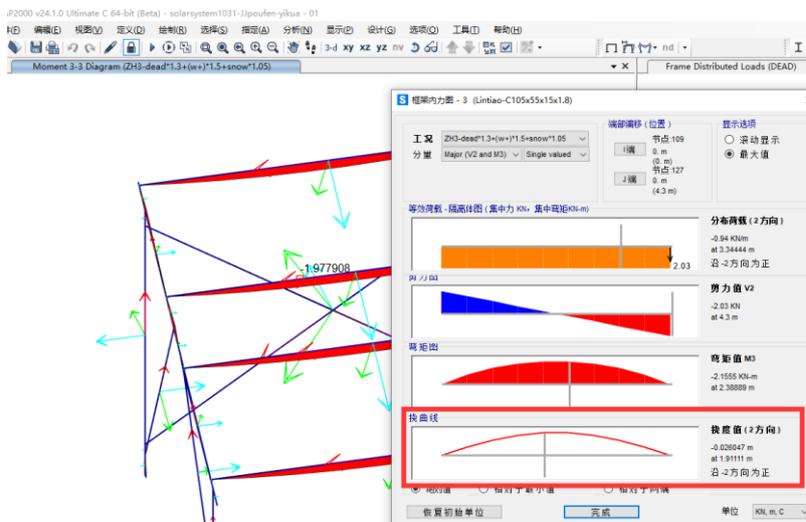
解决办法/SOLUTION

两个版本的计算结果不同是由于 SAP2000 V24 版本中，程序默认针对槽形截面和通用截面，新增关于剪切中心的控制选项，如下图所示。默认情况下，SAP2000 会考虑剪切中心偏移造成弯曲和扭转之间的耦合效应。但是在 v21 版本中默认是没有考虑的，因此两者的结果会有差异。



对于剪心和弯心不重合的截面，考虑剪切中心偏移造成的主弯矩、剪力 V_2 和扭矩之间的耦合效应后，可以更加真实的模拟构件的响应，因此一般建议用户默认勾选“Include Shear Center Offset in Analysis”选项。如果用户不需要考虑剪心的偏移，也可取消该选项。

对于问题中的模型，在 SAP2000 v24 版本中，取消勾选“剪切中心的偏移的”选项，然后再次查看“框架-3”的 2 方向的绝对挠度值为-0.026047m，如下图所示，与在 SAP2000 v21 版本中计算的结果一致。



编写：吕良

阶段施工分析时临时支座的模拟

本例主要介绍在阶段施工分析中当采用 link 单元模拟临时支座出现的问题。

使用软件/SOFTWARE

CSiBridge 24.0.0

模型简介/MODEL

该模型为 20m 的预应力小箱梁桥，共有 6 片主梁形成一个整体。该桥小箱梁部分为预制构件，施工时，首先架设预制小箱梁，然后对桥面板湿接缝及横隔板进行浇筑，主要施工步骤如下图所示。

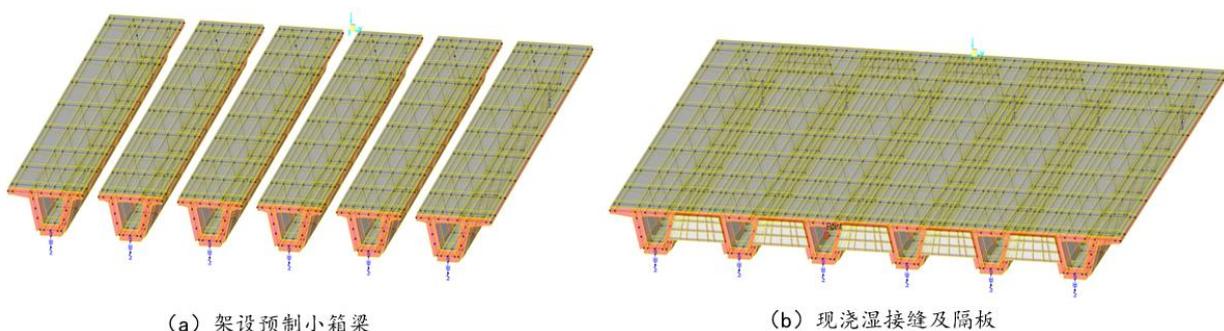


图 1. 模型示意图

问题描述/PROBLEM

对该模型进行阶段施工分析。在“湿接缝浇筑”阶段，在第一阶段“STAGE 1”进行了湿接缝和横隔板的浇筑，此时永久支座两侧设有临时支座，如图-2“STAGE 1”所示，临时支座采用 link 单元模拟，该连接单元的六个自由度均设为固定。在第二阶段“STAGE 2”需要拆除临时支座，拆完临时支座的布置如图-2“STAGE 2”所示。

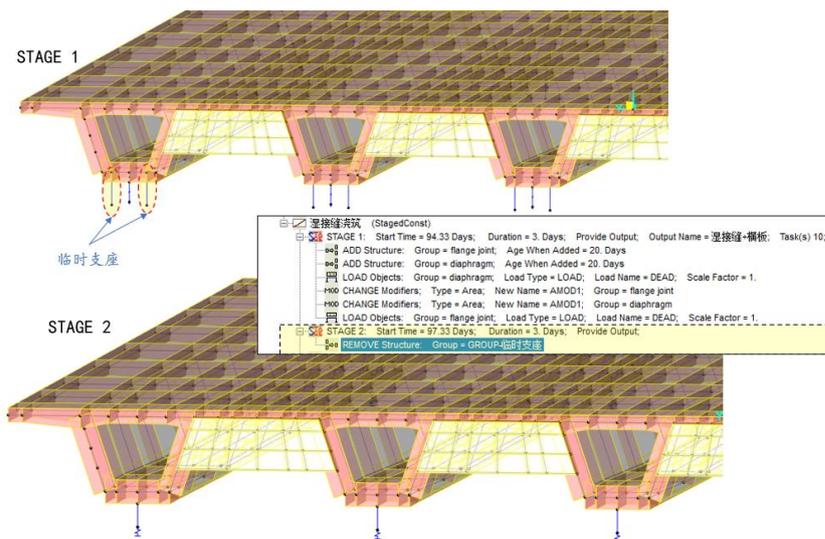


图 2 湿接缝浇筑阶段

对该桥梁运行分析，在“湿接缝浇筑”工况“STAGE-1”和“STAGE-2”分别查看了永久支座的反力，如下图所示。以边梁的永久支座为例，可以看到，在“STAGE-1”和“STAGE-2”永久支座的反力均为 385.58KN，拆除临时支座并没有导致永久支座的内力发生变化，与实际情况不符。

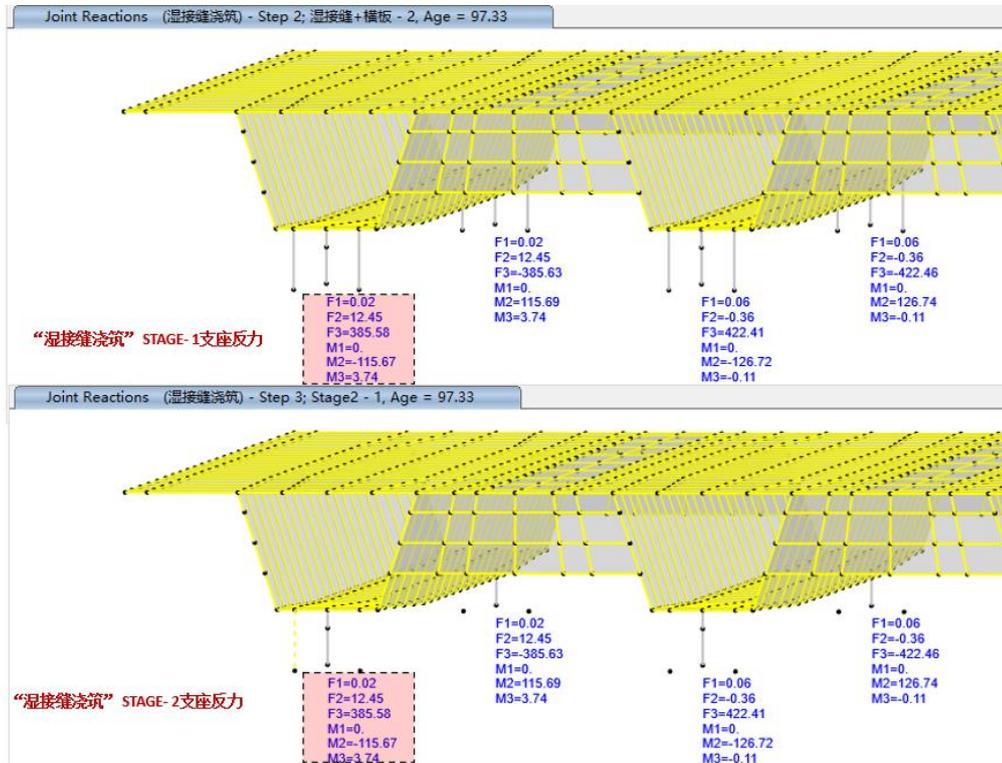


图3 湿接缝浇筑阶段支座反力



解决办法 / SOLUTION

该模型计算出错的原因因为临时支座的定义方式错误。

该模型中临时支座采用连接单元“link”来模拟，约束条件是固定了六个自由度，形成了钢臂。此情况下，程序会将 link 单元两端的节点直接通过类似 body 约束在一起。常规的线性分析是非线性分析时，这种处理方法是没有问题的，但是在施工阶段分析时，会导致 link 约束无法正常移除。因此施工阶段分析时，建议不要采用对 link 单元指定 fix（固定六个自由度）的方式来模拟钢臂，可通过对 link 单元指定较大的刚度值来模拟临时支座，或者采用框架单元模拟。

这里对该模型进行修改，将 link 单元的刚度采用较大数值模拟，刚度值设为 $1.0E+09$ kN/m，设置如下图所示。关于连接单元模拟刚性杆时刚度值的设置可以参考知识库文章“[模拟刚性行为的刚度系数取值](#)”。

SAP2000 24.1.0 新增及改进功能

设计功能

- 针对以下规范和结构设计类型改进弯曲系数 C1/C2 和 C3 的计算方法：
 - 基于欧洲规范 Eurocode 3-2005、意大利规范 NTC 2008 和 NTC 2018 的钢结构设计
 - 基于欧洲规范 Eurocode 3 1-3 2006 的冷弯薄壁型钢结构设计
 - 基于欧洲规范 EN 1999:2007 的铝合金结构设计
- 基于欧洲规范 Eurocode 2-2004 的混凝土壳配筋新增裂缝校核功能，同时可以根据欧洲规范 Eurocode 1992-2:2005 附录 LL 计算横向抗剪钢筋。

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
 - 新增基于加拿大规范的材料库
- 指数型和双线性的粘滞阻尼器针对连接单元的轴向自由度 U1 新增“固定长度的阻尼器”选项，主要用于模拟粘滞阻尼器弹性段的力学性能。连接单元由固定长度的阻尼器和可变长度的线性弹簧串联而成，用户可指定线性弹簧的弹性模量和横截面面积。

输出与显示

- 进一步增强塑性铰状态的图形显示效果

导入和导出

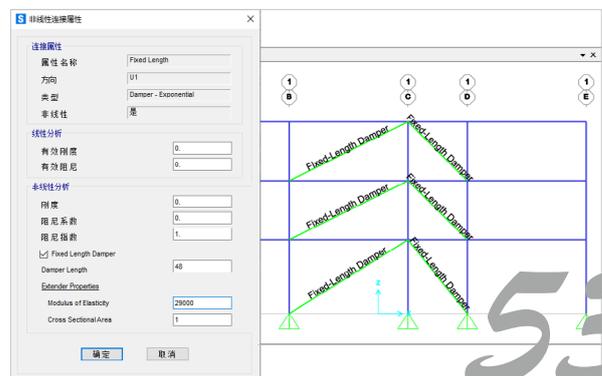
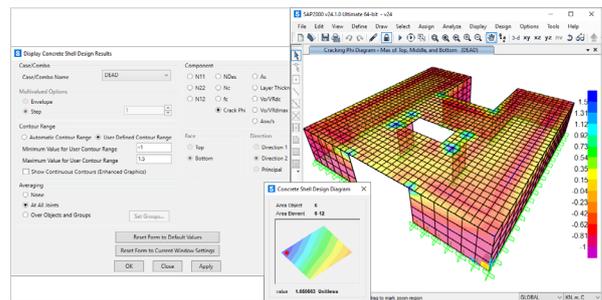
- SAP2000 与 Revit 的模型转换接口进一步增强，支持分析链接和柱的基点偏移，也可以更好地处理倾斜地基上的直墙。注意，上述新功能要求使用 CSiXRevit 2023 与 Revit 2023。

API 功能

- API 为 SAP2000 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。

中国设计规范相关的功能改进

- 修复了箱型截面钢构件次轴剪应力的计算问题。
- 钢梁按压弯构件设计时，改进了稳定验算公式标注的对应性。程序内部会同时验算 GB50017 8.2.5 和 6.2.3，输出最不利应力比，之前总是标注“GB50017 8.2.5”，现在按实际结果标注。
- 对钢构件单轴对称截面，完善其平面外稳定验算的结果显示，不影响内部计算。
- 修复了型钢截面库文件的一些小问题。



ETABS + DC 隔震设计软件

—— 轻松实现全流程隔震设计



- 抗规、新隔标、广东高规
- 反应谱设计+随机模拟校准+时程核校的隔震设计整体解决方案
- 快捷的支座布置，直观的设计流程，丰富的结果表达

CiSDesignCenter
筑信达结构设计软件



新增及改进功能

CiSDesignCenter 2.1.0 新增及改进功能

国标补充功能

- 国标抗震设计采用多模型方法，根据用户设置分别处理指标模型、抗风模型和抗震模型
- 界面菜单整理，与广东高规菜单保持一致
- 优化数据提取流程，避免重复从 ETABS 中读取计算结果
- 增加了楼层力调整功能，用户可通过此功能查看各层地震力调整系数、双抗侧力调整系数、薄弱层地震力调整系数和剪重比调整系数，并可手动调整各个系数
- 优化了设计首选项与设计覆盖项的菜单界面，增加了抗震构造等级、构件内力调整系数等选项设置
- 改进了构件设计组合，静力组合与抗震组合分别取自抗风模型与抗震模型，增加了楼层活荷载折减系数选项
-

减震相关功能

- 新增了减震结构附加阻尼比计算功能，可实现规范法、能量比法以及类比法三种方式，用户可在国标模块的工具菜单中，使用此功能

模型转换

- 优化楼层较多时转换慢的问题
- 修复导入 SAP2000 模型楼层划分错误的问题
- 修复 YJK 墙开洞数据处理不正确的问题
- 修复读取 ETABS 模型后隔震层连接单元的楼层错误问题

隔震相关功能

- 用户使用随机模拟法时，新增提取任意构件的平均内力以及连接单元的变形功能

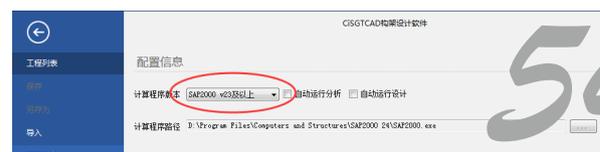
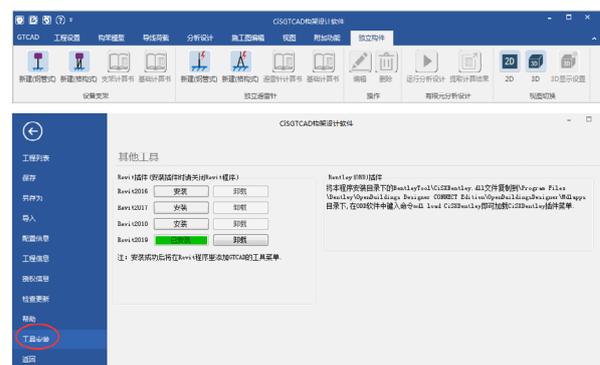
[点击了解更多功能特性](#)

CiSGTCAD V2.1.0 变电站构架设计软件

新增及改进功能

CiSGTCAD V2.1.0 新增及改进功能

- 增加独立设备支架和独立避雷针建模和计算模块
- 添加 Revit 接口 (支持 Revit2016 到 Revit2019) 及 Bentley(OBD) 接口程序
- 添加 Bentley OBD 数据接口导出
- 增加最新版 SAP2000 的调用
- 修改相关 bug 和优化超大模型时软件响应速度



54

ETABS+DC隔震设计/减震设计 训练营

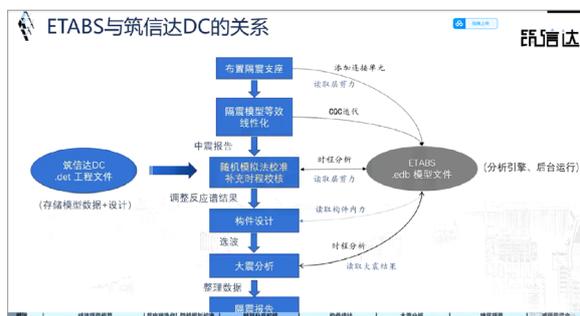


- DC隔震设计总体解决方案
- ETABS+DC隔震设计/减震设计操作流程
- 深入解析FNA法



ETABS+DC 隔震设计 / 减震设计训练营圆满落幕

近年来，国家陆陆续续推行了减隔震技术相关的政策，对于高烈度区的学校、医院等人员密集公共建筑均强制采用减隔震技术，因此减隔震分析成为了近期的“热点话题”，各大设计院都在学习、接触相关技术。



本次 ETABS+DC 隔震 / 减震设计训练营为了协助大家更好、更快地掌握减隔震技术，首次采用“专题讲解 + 视频导学 + 群内答疑”的教学形式，两个主题的培训营为期共 20 天，分为两大阶段。第一阶段通过隔震 / 减震设计操作视频导学，引导学员上手使用软件，消理解减隔震设计流程；第二阶段进行专题讲解，介绍 FNA 法的原理和隔震 / 减震结构分析设计常见问题，并布置实操作业，考核学员本身对隔震 / 减震设计的理解。培训全程有技术工程师在群内答疑解惑，随时为学员清除学习障碍。最后一天由技术总监吴文博点评学员作业，汇总答疑培训期间学员的常见问题。

本次训练营共有一百余人报名，既有三年以上软件使用经验的老用户，也有初学者，总体来看学员参与度都非常高，无论是工作日还是周末，群里响应一直很热烈，学员对课程的满意程度达到 90% 以上，并反馈在软件使用、减隔震设计流程、关于 FNA 法的原理、对反应谱法 / 随机模拟校准法 / 时程分析等的理解等方面都有所收获，尤其是最后汇编的常见问题文档，大家表示如获至宝。

供稿：刘慧璇





WindPower 智慧风基设计软件发布会活动报道

“十四五”规划提出推进能源革命，建设清洁低碳、安全高效的能源体系，提高能源供给保障能力。如今我国已是全球风电和光伏发电规模最大、增速最快的国家。

我国郑重提出争取 2060 年前实现“碳中和”目标后，新能源产业发展的动力将更充足。这意味着风电、光伏仍有较大增量空间。风电基础承载着风电主体（组件），影响组件的运行安全及建设投资，选择合适的风电基础不但能降低工程造价，也会减少后期养护成本。

基于市场需求原因，筑信达受阳光新能源开发股份有限公司委托开发 WindPower 智慧风基设计软件发布会并于 2022 年 11 月 22 日举办了线上发布会。

发布会很荣幸邀请到同济大学建筑设计研究院（集团）有限公司高级工程师黄冬平和中国华能集团清洁能源技术研究院有限公司勘察设计部土建主管邓明基，分别做了风电基础设计常见问题分享和陆上新型筒形风机基础开发及应用关键技术研究的主题报告，大家对风电基础设计中的问题和新型基础应用实际情况踊跃提问，类似荷载分项系数如何取值、疲劳验算如何考虑、新型基础咬合桩问题、桩基承载力验收等问题。

发布会也特别邀请到阳光新能源开发股份有限公司高级工程师张艳杰对 WindPower 智慧风基软件及工程应用做了相关介绍，并通过筑信达软件开发工程师孙雪艳在会上演示和操作 WindPower 智慧风基软件，让大家对 WindPower 智慧风基有了直观和深入的了解。大家主要关注问题包括软件如何考虑地震工况、地基刚度如何模拟、圆环式台柱如何设计、软件视图配筋图如何绘制等。答疑环节各位嘉宾对大家提出的问题一一解答，会后整理了相关讲义和问题汇总分享给参会工程师。

本次发布会通过腾讯会议和视频号直播举办，参会人数共计约近 600 人；会议最后进行了互动抽奖环节，抽取了四位幸运工程师。至此，本次发布会圆满结束。



2023 筑信达用户大会

— 分享 · 交流 · 应用 · 展现 —

北京筑信达工程咨询有限公司
2023年4月

2023 筑信达用户大会 1 号通知

北京筑信达工程咨询有限公司致力于提供优质的科技产品与服务，将先进的信息技术融入古老的土木行业，助力提升行业的生产效率。筑信达的软件产品广泛应用于土木行业的各个领域，例如在工业、交通、市政、新能源等工程建设中发挥重要作用的 SAP2000；用于建筑结构设计及抗震性能化分析的标杆产品 ETABS、SAFE、Perform3D；在国家基础设施建设、一带一路项目中被广泛应用中岩土数值分析软件 PLAXIS、一体化桥梁软件 CSiBridge、施工图及 BIM 应用软件 CSiDetail/CSixRevit/CSixCAD 等。同时，筑信达公司开发的结构设计软件 CiSDesignCenter、变电站构架设计软件 CiSGTCAD、开敞钢结构设计软件 CiSOpenSteel、截面设计软件 CiSDesigner 等为各行业的土建工程师提供了更便捷、智能的设计工具。

为了更好地为我们的客户提供技术服务，筑信达将于 2023 年 4 月举办筑信达软件用户大会。会议将贯彻“分享、交流、应用、展现”的理念，涵盖结构、桥梁和岩土等三大专业，致力于为中国工程师建立工程技术应用的交流平台，共同探讨交流工程设计与软件的应用，展示工程设计领域的最新进展和最具挑战标志性工程的设计理念，促进行业科技的发展。

筑信达用户大会不仅是一场知识碰撞的盛会，经验交流的盛会，也是一场对于多年来一直支持和信任筑信达的新老用户的答谢盛宴。

在此，筑信达诚邀您莅临会场，共享盛宴，并欢迎您参与筑信达软件工程应用成果有奖征集，您将有机会在大会中与众多业内精英分享成果以及使用筑信达软件的真知灼见。我们希望通过此次用户大会加深与各行业工程师之间的互相了解，同时也希望您通过这次技术交流会有所收获。

2023 筑信达 用户大会

工程软件应用成果有奖征集

报名正式开启

2023 邀您共赴筑信达用户大会

展现您的才华 留下您的名字
带走丰厚奖品

活动简介

“工欲善其事，必先利其器”，优秀的工程软件不仅仅要实现重复劳动的智能化，更要为工程师的设计创新提供分析平台和数据支持。经过十年的发展，我们很高兴地看到，筑信达的客户群中，有一大批优秀的工程师正创造着奇迹。他们从项目需求出发，基于扎实的专业知识，通过大量细致的计算分析，不断攻克项目设计中的难题，让貌似不可能的方案成为现实。同时，还有不少“土木+编程”的跨界工程师，利用 API 技术让工程软件“为我所用”，重新定义行业效率，激发新的行业活力。

本次活动面向所有应用筑信达软件的工程师，征集解决工程问题的软件应用方案，比如工程设计、科研课题、二次开发成果等等。涉及的工程类型包括但不限于：超高层\高层结构分析、减震/隔震设计、大跨空间结构设计、工业类特殊结构设计、市政交通结构设计、地下空间开发、新能源开发建设、岩土工程数值分析、新技术应用、规范对比研究等等。

我们将在 2023 筑信达用户大会上对入围的优秀应用成果进行展示、交流、颁奖，希望届时与众多筑信达软件应用同好们欢聚一堂、交流分享！

注册报名

登记注册完成报名，在征集活动截止时间前完成资料提交即可。

https://support.cisec.cn/#/Meeting_Core/MeetingModel



扫描二维码报名

58

参与者福利

媒体宣传

《建筑结构》杂志及公众号公布获奖者名单

筑信达发布新闻公布获奖者名单，文章将在筑信达网官、公众号、《技术通讯》发布

入围项目

- 将在筑信达网官、公众号、《技术通讯》展示项目简介
- 获奖者精致证书、奖品、
- 获邀相关软件评测顾问

专家评审优秀项目

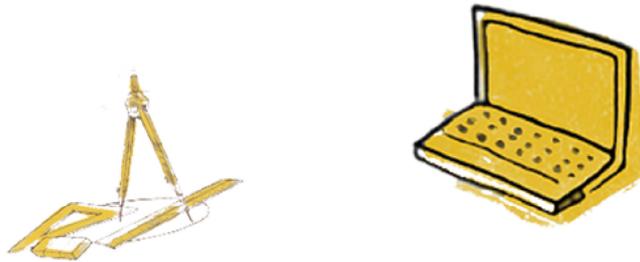
- 作为特邀演讲嘉宾，将在 2023 年筑信达用户大会、网络达人汇演讲
- 获奖者精致奖杯、奖品、证书
- 参加 2023 年筑信达用户大会活动（活动全程免费）
- 获邀相关软件战略顾问

征集时间

1. **截止时间**：2023 年 2 月 27 日
2. **决赛入围者通知**：2023 年 3 月 15 日
3. **获奖者名单**：2023 年 4 月筑信达用户大会颁奖典礼公布



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