

筑信达 技术通讯

第 13 期

2020 年 03 月

Vol.4 No.1

www.cisec.cn

SAP2000[®] v22

Integrated Solution for
Structural Analysis and Design

- ETABS 塑性铰参数详解
- ETABS 对高层剪力墙弹塑性行为的模拟和评价
- SAFE 中考虑徐变和收缩效应的长期挠度分析
- 利用 SD 截面设计器获取截面分析数据
- 常用的桥梁隔震支座在 CSiBridge 中的实现

卷首语

2020年突发的疫情打乱了国家、企业、居民的所有的节奏。“全民抗疫 共度时艰”是这个特殊时期的真实写照。

本着负责任的企业精神，筑信达在2月3日就开始了复工工作，采取值班轮岗、在家办公、线上支持等形式，全力支持我们客户的所有技术响应，包括紧急提供全国各地的用户在家办公所需的临时许可。筑信达在疫情期间能够有序、顺利地复工，得益于筑信达历经多年自主开发的线上技术支持系统和办公系统，再结合当前流行的QQ群、微信群等社交媒体工具，较好地完成了各类技术支持、产品开发工作，为用户们的工程项目保驾护航。筑信达武汉分公司亦于离汉通道打开的次日，4月8日恢复了到岗上班，全力支持用户。

在此期间，筑信达还大力挖掘线上资源：以更高的频次推出了在线网络课堂，讲授软件操作与工程应用；持续推出ETABS、SAP2000教学短视频系列，以适应当前碎片化的学习场景；继网盘下载、优酷视频之后，在颇受年轻人欢迎的哔哩哔哩也开通了视频账号，以满足更广泛的需求。

结合广大用户的需求，我们开办了多次线上的专题培训，内容涉及到变电站构件设计系统CiSGTCAD的工程应用及BIM实现、PLAXIS基坑工程应用等，参加的工程师达数百人。后续，我们还将继续开展欧美标在CSI软件中的实现、钢结构节点软件IDEA应用、结构工程应用专题等方面的线上培训，欢迎大家踊跃参加。

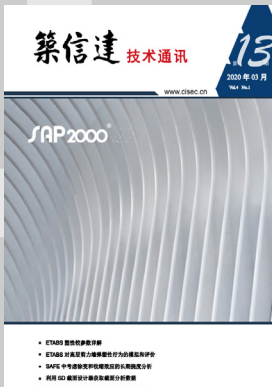
同时，筑信达持续发布了ETABS v18.1.1、钢筋混凝土截面设计软件CiSDesigner v1.7.2、模型转换软件CiSModelCenter v1.8.0、CSiBridge v22.0.0、SAP2000 v22.0.0等系列软件的最新版本。施工图设计软件CiSDetailer也在积极地开展内测、公测活动。

本期《技术通讯》因为疫情原因推迟了发布时间，为此我们向广大读者和用户表示歉意。本期的内容是在疫情期间，筑信达的工程技术人员精心选题、反复推敲，结合我们工作中遇到的工程实际问题加以提炼总结后认真编写而得，涉及建筑结构弹塑性分析、楼板开裂分析、桥梁隔振、沙土液化等内容。希望能给工程师朋友们有益的帮助，同时也期望得到大家的积极反馈。

广大医务工作者是这场战疫的勇士，他们用自身的专业知识和职业操守在全力守护人民的生命与健康。而建筑、桥梁、隧道等工程设施的安全，要靠广大工程技术人员来保障，希望我们共同夯实工程设计与施工的基础，为保障工程设施和人民生命安全做好足够的知识储备。

疫情还在继续，筑信达人将不遗余力地加入到全民抗疫的过程中，与我们所有的用户一起奋斗，力争“瘟驱疫散，山河无恙”的那一天早日到来。

李楚舒



主 办：北京筑信达工程咨询有限公司

主 编：李 立

责任编辑：张志国、吴文博

美 编：张翠莲、王 蓉

北京筑信达工程咨询有限公司

地址：北京市石景山区古盛路 36 号泰然大厦 4 层 408 室

电话：010-68924600 技术热线：010-68924600-200

传真：010-68924600-8

网址：www.cisec.cn 在线支持：support.cisec.cn

邮箱：support@cisec.cn (技术支持)

sales@cisec.cn (产品销售)

筑信达武汉分公司

地址：武汉市洪山区武珞路 717 号兆富国际 805 室

电话：027-8788 6890 / 8788 6891

区域代理

北方区

北京华思维泰克科技有限公司

联系人：王博

手 机：159 1060 8694

华东区

上海江图信息科技有限公司

联系人：薛平

手 机：137 0172 6345

华南区

广州倍益软件技术有限公司

联系人：田茂金

手 机：137 6071 9009

华中区

武汉百思通科技有限公司

联系人：叶亮

手 机：139 9561 6575

西南区

金橡果科技成都有限公司

联系人：刘宇

手 机：185 1282 0985

Content



ETABS 塑性铰参数详解 1

ETABS 对高层剪力墙弹塑性行为的模拟和评价 8

SAFE 中考虑徐变和收缩效应的长期挠度分析 16

利用 SD 截面设计器创建复杂截面 20

利用 SD 截面设计器获取截面分析数据 26

常用的桥梁隔震支座在 CSiBridge 中的实现 33



基于美标的焊缝承载力计算 39



基于 UBC3D-PLM 本构模型的砂土液化分析 41



DeepEX 边坡稳定性分析 45

新版发布

SAP2000 V22 新增及改进功能 49

CSiBridge V22 新增及改进功能 49

征稿启示

50



ETABS 塑性铰参数详解

筑信达 吴文博

随着工程项目日益复杂，各类超高超限也日益增多，弹塑性分析已经成为超限项目使用的常用方法之一。ETABS 经过多个版本的更迭至 V18 版本，在弹塑性分析领域已经比较成熟，我们将通过系列文章介绍一下 ETABS 在弹塑性分析中的应用与进展。

ETABS 中框架单元的非线性行为主要通过塑性铰和纤维铰两种方式实现，本文将主要介绍塑性铰的相关设置。塑性铰在我国规范中很少有相关要求，目前塑性铰的相关设置主要依据美国规范，对于建筑结构而言，ASCE41 规范是应用较为广泛的一本，目前已有 2006 版、2013 版和 2017 版三个版本，ETABS V18 用户可选择 ASCE41-13 和 ASCE41-17 两个版本，本文介绍也主要依据 ASCE41-17 版本。

1. 塑性铰的分类

塑性铰就破坏状态来讲可以分为变形控制（延性铰）和力控制（脆性铰）。对于延性铰，当铰达到屈服后（如图 1 中点 1），仍然能在维持一定的承载力的条件下有很大的变形能力（如图 1 中点 3）。而脆性铰则会在铰屈服后迅速丧失承载力（如图 1 中 Type3）

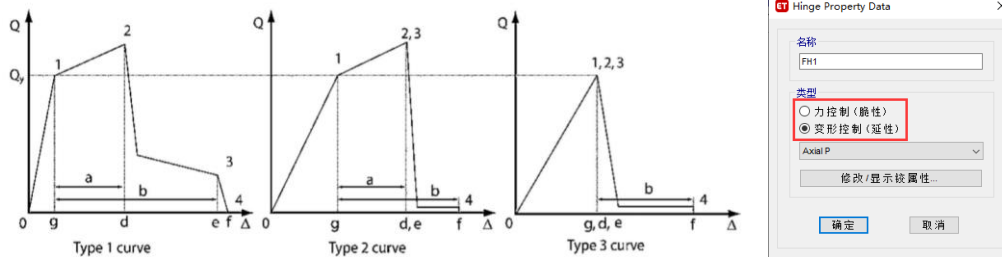


图 1 变形控制 VS 力控制（摘自 ASCE41-17）

通常来讲梁弯曲铰（M3 铰）、柱弯曲铰（P-M2-M3 铰）可视为延性铰，而混凝土梁柱的剪切铰（V 铰）可视为脆性铰。用户应当根据构件的实际可能发生的破坏状态确定塑性铰的类型，不可一概而论，例如，混凝土梁柱的剪切铰可视为脆性铰，但是对于偏心支撑框架的耗能梁段应设置延性的剪切铰。此外，支撑轴力铰（P 铰）较为特殊，支撑受拉行为属于延性铰、受压屈曲属于脆性铰，在 ETABS 中轴力铰按延性铰定义，但拉压行为的延性相差很大，如图 2。

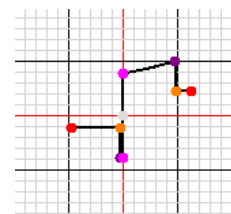


图 2 轴力铰骨架曲线

2. 塑性铰的组成

在 ETABS 中，塑性铰由骨架曲线、滞回关系和可接受准则三部分构成。分别对应图 3 中红框部分、蓝框部分和紫框部分。

骨架曲线描述了构件的屈服承载力、极限承载力、延性、承载力下降、残余承载力等，如图 4 所示。AB 段为弹性段，B 点对应屈服承载力，C 点对应的是截面的极限承载力，a 为 BC 段的长度，体现了截面的延性，a 值越大延性越好，CD 段为承载力下降段，到达 D 点时，构件已基本丧失抵抗水平力的能力，但是仍然具备一定抵抗重力荷载的能力，c 值代表构件的残余承载力，而至 E 点构件已完全丧失承载力，b 值代表了构件的最大塑性变形能力。在 ETABS 中，默认的塑性铰一侧仅包含 5 个控制点，但是自定义的塑性铰可以在 BC 段和 CD 段再分别增加一个控制点（如图 3 桔色框内部），此外，ETABS 中塑性铰的骨架曲线中并未包含 AB 段（弹性段），仅包含塑性段，如图 5 所示。



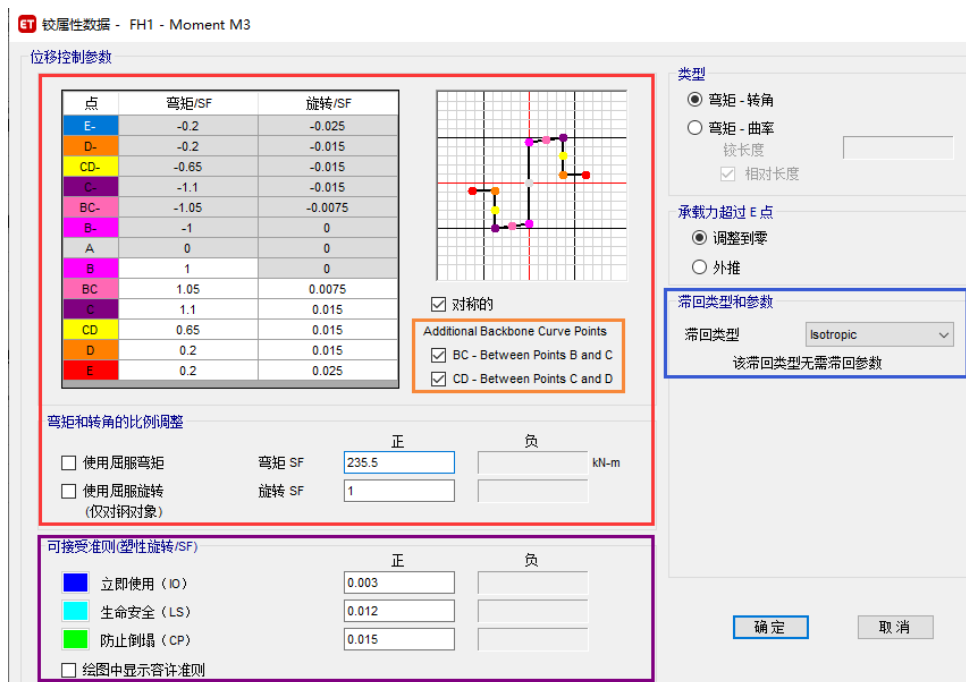


图 3 塑性铰定义

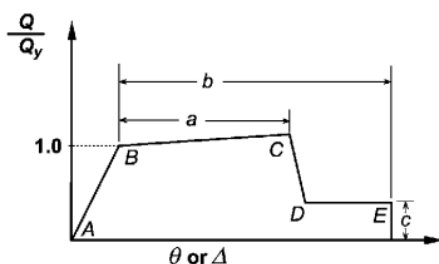


图 4 骨架曲线 (ASCE41)

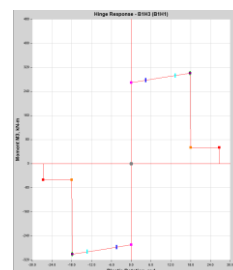


图 5 骨架曲线 (ETABS)

屈服承载力 (B 点) 是按照混凝土材料的标准值和钢筋 (或钢材) 的期望屈服强度进行计算的, 如图 6, 钢材的期望屈服强度较屈服强度更大, 可以类比《钢结构设计标准》第 17 章中超系数的概念。屈服承载力的计算与构件的配筋相关, 在 ETABS 中配筋有两种实现方式, 一种是使用设计配筋, 另一种是使用实配钢筋。这与截面的定义有关, 如图 7 和图 8。当使用设计配筋时, 用户应按下述步骤: **指定默认铰>弹性分析>构件设计>保存设计结果>解锁文件 (构件配筋信息被更新)>弹塑性分析 (铰信息被更新)**。如果用户未按照上述要求操作, 程序会默认按照最小配筋率计算铰的屈服承载力。当使用实配钢筋时, 用户需要将实配钢筋指定到截面中, 再将其指定到构件中。由于每个截面只能定义一种配筋, 因此这需要定义大量截面并指定给对应的构件, 通常需要借助插件完成这一过程, 筑信达开发的 CiSDetailer 目前可自动完成这一过程。

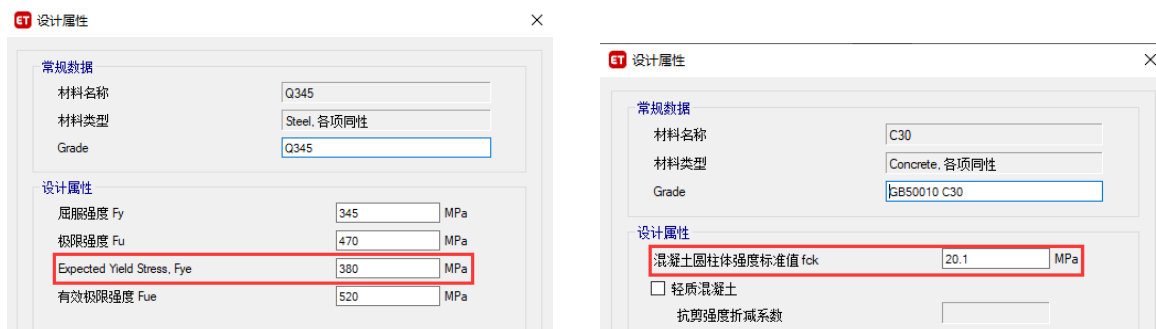


图 6 塑性铰计算所使用的材料强度



图 7 梁配筋信息（设计配筋时填为 0）



图 8 柱配筋信息

对于 CD 段，ASCE 41 规范中为垂直下降，但是这将会导致数值问题，无法收敛，也与实际情况不相符，因此 CD 段应按一定的斜率下降。CD 段的斜率通过较覆盖选项控制。较覆盖项的作用机制可参考筑信达知识库内容：[塑性较覆盖项](#)。用户可以通过细分构件改变 CD 段的斜率（如图 9）。一般来讲，并不建议采用过于陡峭的下降斜率，那样既不符合实际也不利于收敛，同时，对构件细分后，还会导致单元数量大幅增加，进而大大增加分析时间和存储空间。

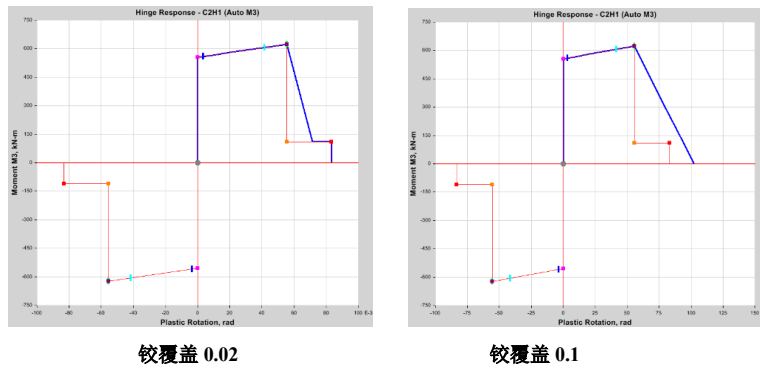


图 9 较覆盖对骨架曲线的影响

滞回曲线表征了构件的耗能能力，滞回曲线越丰满耗能能力越强，这对非线性时程分析有重要作用，但对 Pushover 分析没有作用。ETABS 中的滞回曲线类型共包含 8 种，分别是弹性、随动、各向同性、退化、BRB 硬化、Takeda、Pivot 和素混凝土，这些滞回曲线可用于塑性铰也可用于材料本构。对于钢构件，随动模型和退化模型更为合适，对于混凝土构件 Takeda 和 Pivot 模型更加适用，对于塑性铰而言，PMM 默认为各向同性滞回，不可修改，而对于 M3 铰，默认也是各向同性滞回，但可将默认铰转化为自定义铰后修改为其他滞回类型。

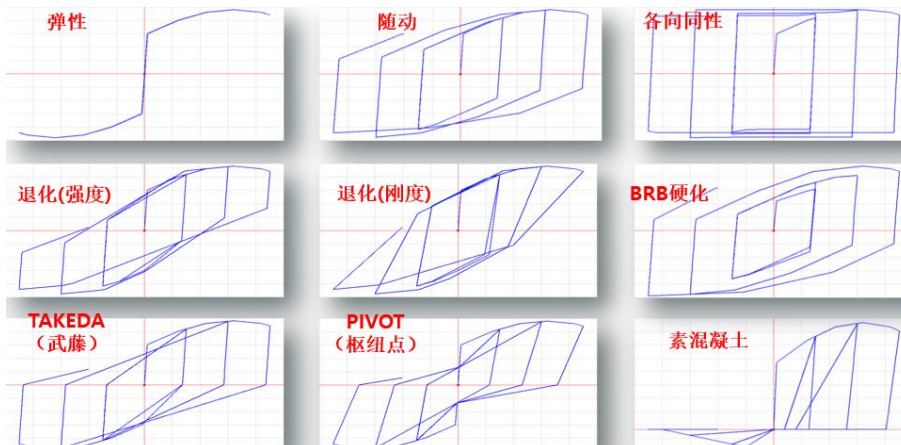


图 10 ETABS 中滞回曲线





可接受准则用于评价结构的性能水准，共分为三个水准，分别是 IO（立即入住）、LS（生命安全）和 CP（防止倒塌），对于延性铰，通常使用变形或转角来判定构件的性能水准，对于脆性铰则使用力作为判定指标。ASCE41 的不同版本，其规定的可接受准则有一定的差异，这可能导致相同的模型，在不同的版本下运行时，楼层剪力、顶点位移等大指标基本相同，但是铰的性能状态存在差异。

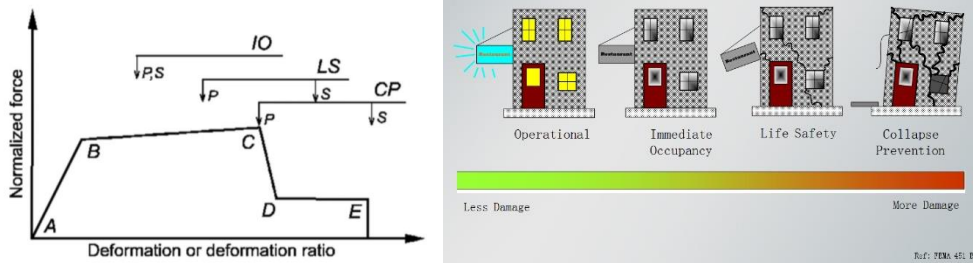


图 11 可接受准则

3. 默认塑性铰的指定

塑性铰的定义可来自程序默认也可来自用户自定义。自定义塑性铰需要用户对每一个截面都单独进行定义和指定，非常繁杂，因此推荐用户使用默认铰。但是默认铰并不是适用于所有截面，ASCE 41 规范中未涉及的截面形式不可指定默认铰，具体使用范围可参考《CSI 分析参考手册》第八章的内容。指定默认塑性铰可先选择某一个或多个框架对象后，【指定】>【框架】>【铰】进行指定，如图 12，铰属性选择为**自动**，相对距离应取塑性铰长度的中间位置处。而塑性铰长度目前有很多学者给出了不同公式，用户可依据实际情况进行选择，实际工程中常简化取塑性铰长度为 0.1 倍构件跨度。但是应当注意的是，如果在模型中设置有端部偏移时，ETABS 会默认端部偏移区域为节点区域，塑性铰通常是不会出现在于节点区内部的，因此，一旦塑性铰的位置位于节点区内，程序会自动将其偏移至节点区边缘处，如图 13。

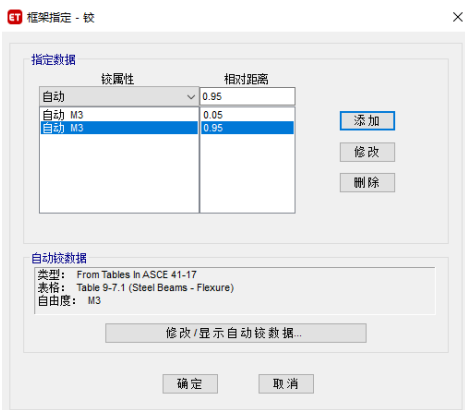
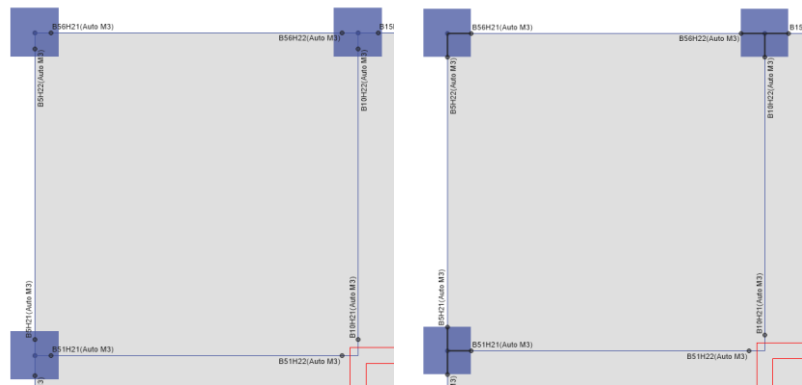


图 12 默认铰指定



a. 无端部偏移模型

b. 有端部偏移模型

图 13 端部偏移对塑性铰位置的影响

默认铰是按照 ASCE41-17 规范自动生成的，因此设置时也应注意相关设置要满足规范要求。现对不同类型塑性铰的设置要求分别进行说明。

3.1 混凝土框架梁（M3 铰）

对于混凝土框架梁的默认铰是按照 ASCE41-17 中表 10-7 定义的。表 10-7 中将梁破坏分为了 4 种情况，但是目前 ETABS 中的默认铰只针对第一种情况。其主要与三个因素有关：受压钢筋相对配筋率、箍筋是否满足规范要求和剪压比，分别对应的是图 14a 中红框部分、紫框部分和蓝框部分。通过表 10-7 可以看出：当受压钢筋配置越多时，延性更好；箍筋满足规范时延性更好；剪压比越小延性越好。在图 14b 中红框部分，用户可以设置受压钢筋相对配筋率，其中 ρ 为受拉钢筋配筋率， ρ' 为受压钢筋配筋率， ρ_{bal} 是指 balanced ratio of tension steel reinforcement，对应的是混凝土受压破坏时恰好钢筋发生屈服时的钢筋配筋率，和中国规范中界限受压区高度（ ξb ）时的受拉钢筋配筋率相同。 ρ 和 ρ' 如果选择当前设计选项时，程序会自



动按照设计结果进行计算，如果在截面定义时输入了实配钢筋，则会按照实配钢筋计算。在图 14b 中紫框部分，用户可以设置箍筋是否满足规范要求。在图 14b 中蓝框部分，用户可以设置剪力值的来源，用户可以选择工况组合来确定构件的剪力，一般来讲可以使用 1.2D+0.6L+1.3Exy 组合，需要提醒的是，1.2D+0.6L+1.3Exy 组合下的剪力 $V_{组合}$ 与时程分析下的梁最大剪力 $V_{时程}$ 一般是不相同的，只要按 $V_{组合}$ 和 $V_{时程}$ 确定的较骨架曲线相同，对计算结果是没有影响的，反之，如果按 $V_{组合}$ 和 $V_{时程}$ 确定的较骨架曲线不同，对时程分析结果产生了影响，原则上是需要重新指定较的骨架曲线。但是进行相关检查需要花费非常多的时间，也有用户偏于保守的考虑，通过用户指定选项，人为指定一个很大的数值，如 10000kN，使梁较的骨架曲线偏于保守。

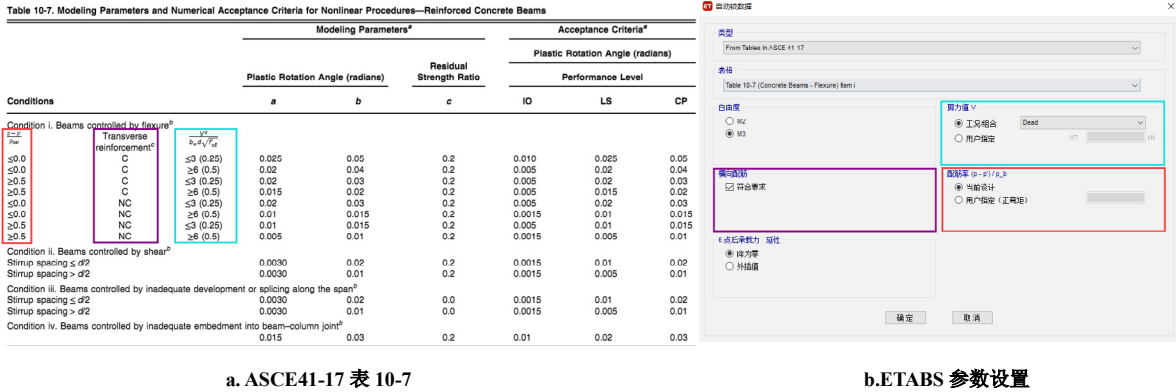


图 14 混凝土梁铰设置

3.2 混凝土框架柱 (P-M2-M3 铰)

对于混凝土框架柱的默认铰是按照 ASCE41-17 中表 10-9 定义的。其主要与三个因素有关：轴压比、抗剪配箍率和柱抗弯屈服对应的剪力与抗剪承载力的比值 V_{yE}/V_{CoIE} ，分别对应的是图 15a 中红框部分、紫框部分和蓝框部分。通过表 10-9 中公式可以看出，轴压比越小延性越好；抗剪配箍率越大延性越好； V_{yE}/V_{CoIE} 比值越小延性越好。在图 15b 中红框部分，用户可以选择柱轴力值的来源，其中 Gravity+Lateral 选项对应表 10-9 中 N_{UD} ，此项用于计算 a 值，Gravity 选项对应的是公式 10-3 中 N_{UG} ，此项用于计算 V_{CoIE} 。按照 ASCE41-17 中规定， N_{UD} 可按公式 7-34 计算，对应中国规范可取 1.2D+0.6L+1.3Exy 组合。按照 ASCE41-17 中规定， N_{UG} 可按公式 7-3 计算，对应中国规范可取 1.2D+0.6L 组合。在图 15b 中紫框部分，程序可自动按照设计结果计算抗剪配箍率，如果在截面定义时输入了实配箍筋，则会按照实配钢筋计算，当然用户也可人为指定。在图 15b 中蓝框部分，程序会自动计算 V_{yE}/V_{CoIE} 比值， V_{yE} 值与柱实配钢筋有关，而 V_{CoIE} 则按 ASCE41-17 中公式 10-3 进行计算。

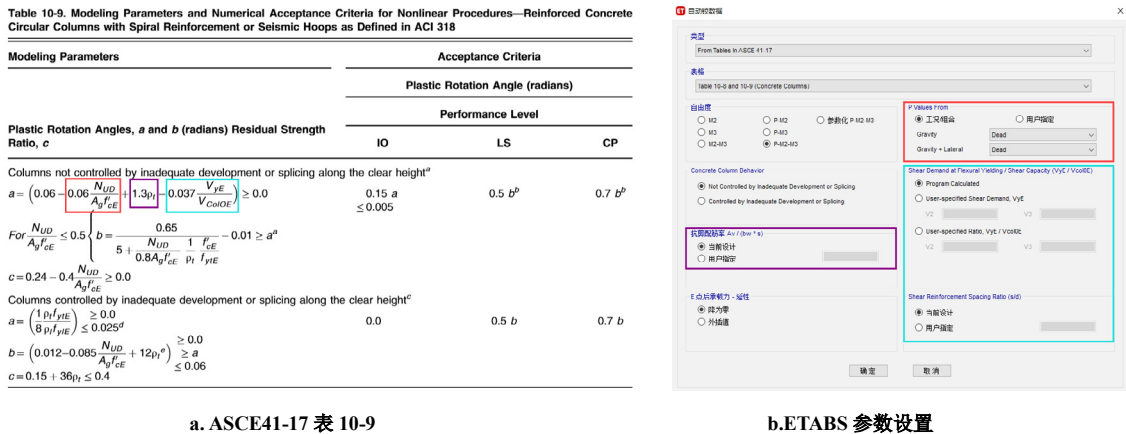


图 15 混凝土柱铰设置

3.3 钢框架梁 (M3 铰)

对于钢框架梁的默认铰是按照 ASCE41-17 中表 9-7.1 定义的。其与板件的宽厚比有关，这与中国规范是相类似的，由于宽厚比可直接通过截面信息获取到，因此用户无需进行额外设置，如图 16 所示。

Table 9-7.1. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Beams and Columns—Flexural Actions

Modeling Parameters		Acceptance Criteria		
		Plastic rotation angle (radians) Performance Level		
Plastic rotation angle α and β (radians)		IO	LS	CP
Residual strength ratio c				
Beams				
1. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$		$a = 9\phi_y$ $b = 11\phi_y$ $c = 0.6$	0.25*	α
2. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$		$a = 4\phi_y$ $b = 6\phi_y$ $c = 0.2$	0.25*	0.75*
3. Other: Linear interpolation between the values on lines 1 and 2 for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used.				

a. ASCE41-17 表 9-7.1

自动校核数据

b. ETABS 参数设置

图 16 钢框架梁铰设置

3.4 钢框架柱 (P-M2-M3 铰)

对于钢框架柱的默认铰是按照 ASCE41-17 中表 9-7.1 定义的。其主要与三个因素有关：轴压比、板件宽厚比和计算长度，分别对应的是图 17a 中红框部分、紫框部分。在图 17b 中红框部分，用户可以选择柱轴力值的来源，按照 ASCE41-17 中规定， P_G 可按公式 7-3 计算，对应中国规范可取 1.2D+0.6L 组合，而宽厚比部分程序会自动读取截面信息而不必再进行设置。但是对于计算长度，程序会自动通过当前设计规范中读取无支撑长度系数和有效长度系数来计算计算长度，如图 18 所示，计算长度的变化会影响 PMM 相关面的计算。

Columns in Compression **

- Where: $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$
 For $\frac{P_u}{P_n} < 0.2$, $\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} (1 - 0.3) \frac{P_u}{P_n}$
 For $\frac{P_u}{P_n} \geq 0.2$, $\frac{h}{t_w} \leq 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} (2.93 \frac{P_u}{P_n}) \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$
 $a = 0.8 (1 + \frac{P_u}{P_n})^{0.3} (0.1 \frac{h}{t_w} + 0.8 \frac{P_u}{P_n})^{-1} - 0.0035 \geq 0$
 $b = 7.4 (1 + \frac{P_u}{P_n})^{0.3} (0.5 \frac{h}{t_w} + 2.9 \frac{P_u}{P_n})^{-1} - 0.006 \geq 0$
 $c = 0.9 - 0.9 \frac{P_u}{P_n}$
- Where: $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$
 For $\frac{P_u}{P_n} < 0.2$, $\frac{h}{t_w} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} (1 - 1.83 \frac{P_u}{P_n})$
 For $\frac{P_u}{P_n} \geq 0.2$, $\frac{h}{t_w} \geq 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} (2.33 \frac{P_u}{P_n}) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$
 $a = 1.2 (1 + \frac{P_u}{P_n})^{0.3} (1.4 \frac{h}{t_w} + 0.1 \frac{P_u}{P_n} + 0.9 \frac{D}{2t_f})^{-1} - 0.0023 \geq 0$
 $b = 2.5 (1 + \frac{P_u}{P_n})^{0.3} (0.1 \frac{h}{t_w} + 0.2 \frac{D}{2t_f} + 2.7 \frac{D}{2t_f})^{-1} - 0.0097 \geq 0$
 $c = 0.5 - 0.6 \frac{P_u}{P_n}$

3. Other: Linear interpolation between the values on lines 1 and 2 for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used.

a. ASCE41-17 表 9-7.1

自动校核数据

b. ETABS 参数设置

图 17 钢框架柱铰设置

钢框架设计参数项为 Chinese 2018

选项	数值
16 考虑挠度?	是
17 Live Load Deflection Limit, L/	360
18 Total Load Deflection Limit, L/	240
19 Total-Camber Deflection Limit, L/	240
20 指定起拱, mm	0
21 净截面与毛截面面积比	0.9
22 活荷载折减系数	1
23 无支撑长度系数 (主)	1
24 无支撑长度系数 (次)	1
25 Effective Length Factor (Mue Major)	1
26 Effective Length Factor (Mue Minor)	1
27 Sway M Amplification Factor (Alpha Major)	1
28 Sway M Amplification Factor (Alpha Minor)	1

P-M2-M3 相关面的定义 C4H27

钢框架设计参数项 - Chinese 2018

选项	数值
16 考虑挠度?	是
17 Live Load Deflection Limit, L/	360
18 Total Load Deflection Limit, L/	240
19 Total-Camber Deflection Limit, L/	240
20 指定起拱, mm	0
21 净截面与毛截面面积比	0.9
22 活荷载折减系数	1
23 无支撑长度系数 (主)	1
24 无支撑长度系数 (次)	2
25 Effective Length Factor (Mue Major)	1
26 Effective Length Factor (Mue Minor)	2
27 Sway M Amplification Factor (Alpha Major)	1
28 Sway M Amplification Factor (Alpha Minor)	1

P-M2-M3 相关面的定义 C4H28

图 18 计算长度对屈服面的影响



3.5 钢支撑 (P 铰)

对于钢支撑的默认铰是按照 ASCE41-17 中表 9-8 定义的。其与板件的宽厚比和计算长度有关，这与中国规范是类似的，由于宽厚比可直接通过截面信息获取到，因此用户无需进行额外设置，如图 19 所示。计算长度对构件屈服力的影响可参考钢框架柱。

Table 9-8. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components—Axial Actions

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Deformation		Residual Strength Ratio	Plastic Deformation		
	a	B	c	IO	LS	CP
Braces in Compression (except EBF braces)^{a,b}						
a. Slender $\frac{K_1 L}{r} > 4.2\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L in-plane ^c , 2C in-plane ^d	0.5 Δ_c	10 Δ_c	0.3	0.5 Δ_c	8 Δ_c	10 Δ_c
2. 2L out-of-plane ^e , 2C out-of-plane ^e	0.5 Δ_c	9 Δ_c	0.3	0.5 Δ_c	7 Δ_c	9 Δ_c
3. HSS, pipes, tubes	0.5 Δ_c	9 Δ_c	0.3	0.5 Δ_c	7 Δ_c	9 Δ_c
4. Single angle	0.5 Δ_c	12 Δ_c	0.3	0.5 Δ_c	9 Δ_c	12 Δ_c
b. Stocky $\frac{K_1 L}{r} \leq 2.1\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L in-plane ^c , 2C in-plane ^d	1 Δ_c	8 Δ_c	0.5	0.5 Δ_c	7 Δ_c	8 Δ_c
2. 2L out-of-plane ^e , 2C out-of-plane ^e	1 Δ_c	7 Δ_c	0.5	0.5 Δ_c	6 Δ_c	7 Δ_c
3. HSS, pipes, tubes	1 Δ_c	7 Δ_c	0.5	0.5 Δ_c	6 Δ_c	7 Δ_c
c. Intermediate Linear interpolation between the values for slender and stocky braces (after application of all applicable modifiers) shall be used.						
Braces in Tension (except EBF braces)^{a-f}						
1. W	10 Δ_T	13 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	10 Δ_T	13 Δ_T
2. 2L	9 Δ_T	12 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	9 Δ_T	12 Δ_T
3. HSS	9 Δ_T	11 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	8 Δ_T	11 Δ_T
4. Pipe	8 Δ_T	9 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	7 Δ_T	9 Δ_T
5. Single angle	10 Δ_T	11 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	8 Δ_T	10 Δ_T
Columns in tension (except EBF Columns) ^g	5 Δ_T	7 Δ_T	1.0	0.5 Δ_T	6 Δ_T	7 Δ_T
Buckling-Restrained Braces ^{h,i}	13.3 Δ_c	13.3 Δ_c	1.0	3.0 Δ_c	10 Δ_c	13.3 Δ_c

a. ASCE41-17 表 9-8

b. ETABS 参数设置

图 19 钢支撑轴力铰设置

4. 小结

本文介绍了塑性铰的分类、属性组成、以及默认塑性铰的参数设置。用户需要依据构件可能发生的破坏形式选择合理的塑性铰类型。关于塑性铰的属性，用户需要查看塑性铰的骨架曲线、滞回曲线和可接受准则，以确保铰的属性是符合预期的。默认的塑性铰是依据 ASCE41-17 规范的要求生成的，本文详细说明了默认塑性铰的参数与规范的关联，希望能帮助工程师们正确定义和使用塑性铰。

参考资料

- [1] Computers & Structures Inc., 北京筑信达工程咨询有限公司. CSI 分析参考手册. 2019
- [2] Computers & Structures Inc. ETABS v18.1.1 联机帮助文档. 2020
- [3] American Society of Civil Engineers. ASCE 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings[S]. 2017

ETABS 对高层剪力墙弹塑性行为的模拟和评价

筑信达 李立

剪力墙根据其受力特点，可以分为由弯曲行为控制的细长墙，和由剪切行为控制的短方墙。根据美标 ASCE 41 的建议，若墙高度与其长度之比大于 3 可视为细长墙 (slender)，该比值小于 1.5 可视为短方墙 (short and squar)。高层结构中的剪力墙通常属于细长墙，以压弯行为为主，常用纤维截面来模拟其弹塑性行为的发展。此外，对于剪力墙的抗震性能评价，ETABS 提供了一系列性能评价指标，从微观的纤维应变、构件局部变形，到宏观的结构整体变形等等。同时，ETABS 通过精巧的性能评价工具实现了海量性能指标数据的组织、筛分、呈现。本文将介绍相关的功能，并通过一个剪力墙案例展现其应用价值。

1. 剪力墙的弹塑性单元

墙体弹塑性行为的发展与其受力方式密切相关，不同的单元类型适用于不同的受力状态。ETABS 提供了两种弹塑性单元来模拟墙体：墙铰与分层壳。我们应区分情况选择合适的方式来模拟墙体弹塑性行为。

1.1 墙铰

墙铰，顾名思义，是墙体上布置的塑性铰。墙铰的实质是由混凝土纤维和钢筋纤维组成的纤维截面，用来模拟墙体的压弯行为的塑性发展过程。在 ETABS 中，墙体的钢筋来源有三个选项：来自设计结果、给定配筋率、自定义布筋，如图 1-1 所示。前两种方式很容易理解，根据配筋面积或者配筋率将钢筋均匀分布于墙肢截面中，钢筋等级来自于剪力墙设计首选项中设定的钢筋材料。若选择第三种方式，则可以自定义墙肢的边缘构件范围，分别布置边缘区和非边缘区的钢筋，对话框如图 1-2 所示。完成墙体钢筋指定后，则可指定自动墙铰，生成相应的纤维截面，如图 1-3 所示。完成计算分析后，我们可以查询墙铰的弯矩-转角曲线、纤维的应变等结果。

墙铰模拟墙体的压弯行为，墙体的剪切行为仍是弹性的，取决于材料的剪切模量，压弯和剪切行为没有耦合。但现实中压弯和剪切是相关的，因压弯塑性行为发展而导致的墙体开裂会显著影响剪切行为，其相关性非常复杂，通过墙铰不能直接模拟这种复杂的相关行为。工程分析中，我们一般通过修正剪切刚度的方法来近似考虑其影响。比如，Perform3D 模型中定义墙体的弹性剪切材料时，其有效剪切模量取不开裂模量和剪切钢筋屈服时的割线模量之间的数值，Powell 教授建议有效剪切模量取其不开裂模量的四分之一。按照这个建议，在 ETABS 中，可以指定墙体剪切刚度 f_{12} 的折减系数为 0.25，以达到相同的效果。Powell 教授同时指出，由于细长墙的剪切变形不突出，剪切模量的误差不会对结构行为带来过大影响^[1]。同时，通过性能化设计也要确保墙体的剪切不屈服，所以工程上这种近似的处理方法是可行的。



图 1-1 设置墙配筋数据

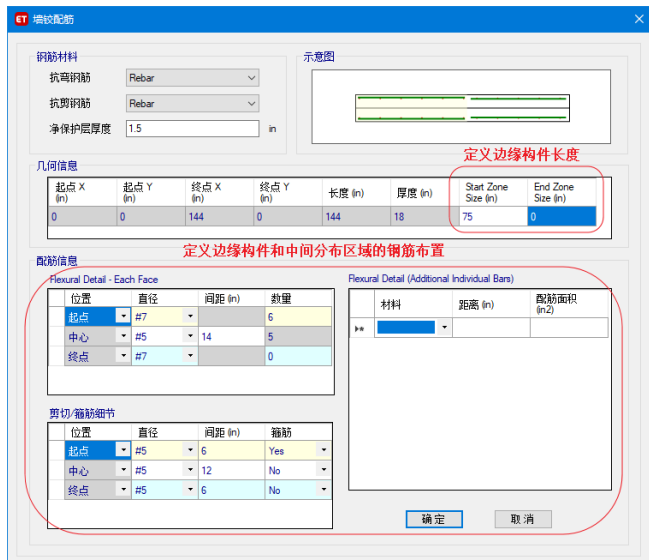


图 1-2 自定义墙体钢筋分布



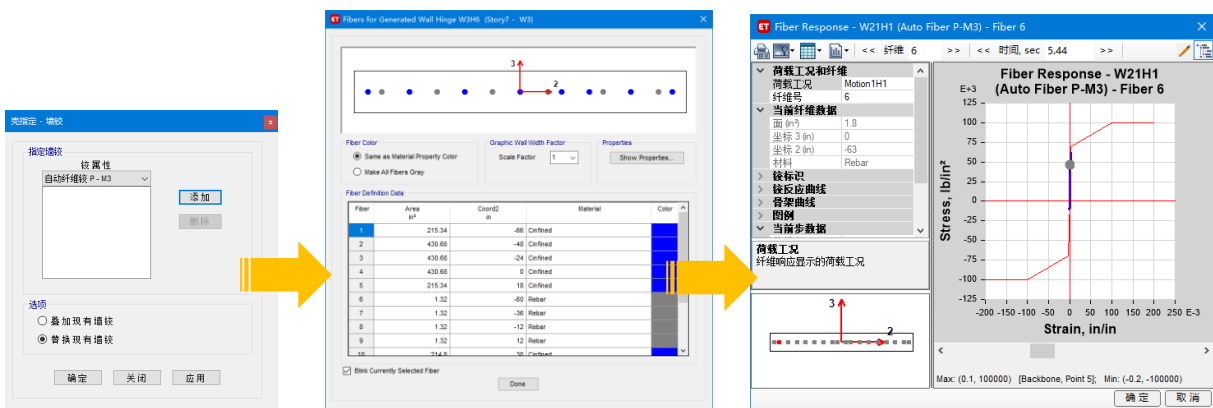


图 1-3 指定墙铰自动生成纤维截面及计算结果

1.2 分层壳

分层壳是将面对象沿厚度方向分为若干层，每层可以独立定义相应的材料和行为，通过平截面假定将各层连接在一起。分层壳可以模拟更复杂的壳行为，可用于模拟短方墙、深连梁、斜板、楼板的非线性行为。

分层壳不是本文介绍的重点，这里不展开阐述。但实际应用分层壳时，常常遇到分析时间过长、计算不收敛、不知如何查看结果等问题，这里给出几点使用建议：

- 1) 依据构件的期望行为合理简化分层壳，控制分层的数量和非线性自由度的数量。例如对于剪力墙，面内和面外行为可分开定义，且只考虑面内行为的非线性；钢筋层是一维材料，只激活 S11 自由度即可；混凝土层的非线性仅限于面内的 S11 和 S22，其它自由度可设为弹性。
- 2) 分层壳属性一定要仔细检查。任意一层某个行为的不合理设置，都会带来计算不收敛的现象。
- 3) 分层壳可以输出应力和应变，应综合两者的结果判断结构行为。
合理的分层壳设置可以提升分析效率，也有助于解释计算结果。

2. 评价指标

对于建筑结构行为的评价，通常着眼于两个方面：强度和变形。建筑结构的抗震性能评估，是考察结构屈服后行为的发展，此时延性构件的承载力变化不大，但构件变形的变化很快。美标 ASCE 41 中对于延性构件的性能评估多是基于变形，对于脆性行为则是控制强度。

对于剪力墙，通过墙铰、分层壳可以查看墙体的应力应变。除此之外，ETABS 还提供了一些重要的性能检测工具和指标：两点应变计、四点应变计、墙肢和连梁的剪力校核，以下分别介绍。

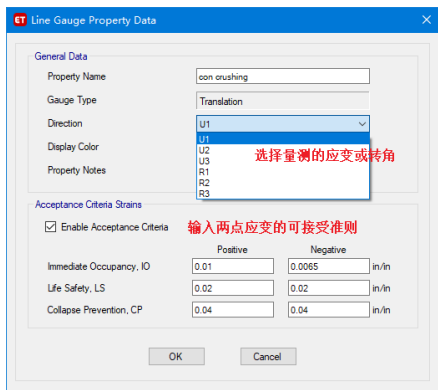


图 2-1 定义两点应变计

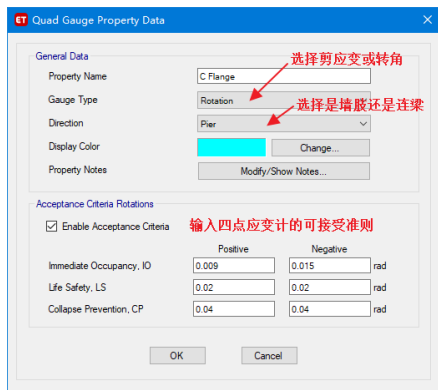


图 2-2 定义四点应变计





两点应变计，用于量测两点间的应变（U1、U2、U3）或转角（R1、R2、R3）。应变计不仅可以量测应变，还可以将应变与不同性能水准的应变限值进行比较，用来评估其变形，如图 2-1 所示。例如，两点应变计可用来评估墙肢边缘的拉、压状态。

四点应变计，用于量测剪应变或转角。将四点应变计指定给一个面对象，对于墙肢，可测量墙肢的水平剪应变和墙肢转角；对于连梁，可测量连梁的垂直剪应变和连梁转角，如图 2-2 所示。

墙肢或连梁的剪力校核。ETABS “指定” 菜单下的命令“指定墙肢力可接受准则”可以设定不同性能水准下对墙肢剪力限值。如图 2-3 所示，对应 IO、LS、CP，可以分别定义 V2、V3 的剪力限值（一般只需激活 V2，即面内剪力）。同时，墙肢的剪力限值还可设置为与轴力相关。当墙肢处于某种轴力状态时，其剪力限值等于已定义的可接受准则乘以剪力系数。图 2-

4 展示了剪力系数的变化规律，当轴力为零时，剪力系数等于 1；当轴力为压力时，受剪承载力随压力增加而线性增加，达到给定压力时，剪力系数为大于 1 的定值；当轴力为拉力时，受剪承载力随拉力增加而线性减小，达到给定拉力时，剪力系数为小于 1 的定值。程序根据图 2-3 中的定义，将实际的构件剪力与可接受准则进行对比，从而判定墙肢受剪状态。

连梁的剪力校核定义命令为【指定】>【指定连梁力可接受准则】，定义方法与墙肢类似，只是不需要与轴力相关。这里不赘述。

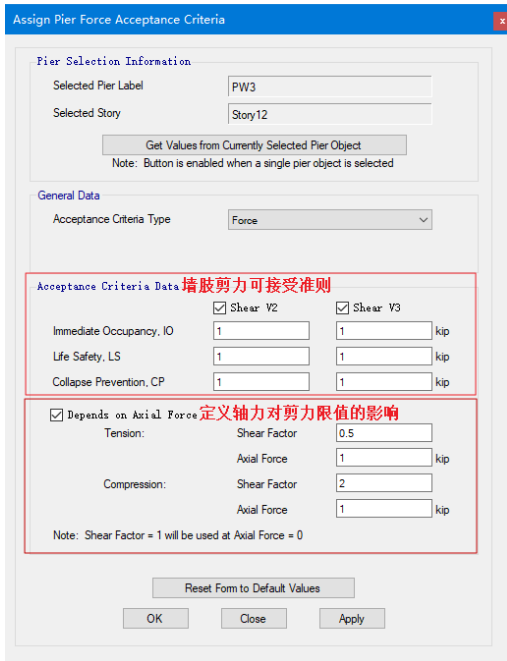


图 2-3 定义墙肢剪力可接受准则

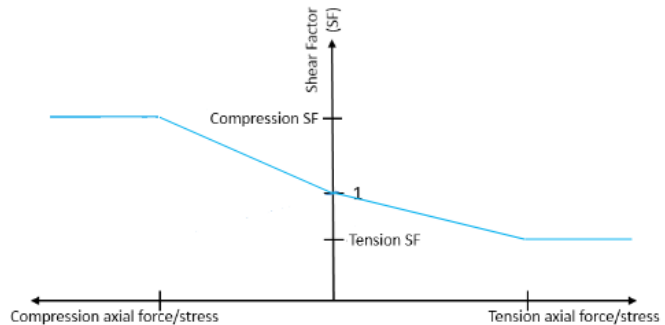


图 2-4 剪力系数体现轴力对剪力的影响

3 评价工具

建筑结构的抗震性能评估是一个对海量数据的筛分、提炼、综合对比分析的过程。不仅要考虑多个地震波的时程分析工况，还要考查不同部位、不同类型的构件是否符合期望的性能水准要求。此时，借助 ETABS 提供的性能校核工具，将大量的分析结果精炼为若干需求-能力（D/C）比率，直观地呈现在结构模型上，或者通过图表横向对比不同地震波、不同构件、不同性能水准的检查结果。

如何使用 ETABS 性能校核工具？首先，通过命令【定义】>【定义性能校核】来确定性能检查的内容，包含哪些工况、输出哪些性能指标的 D/C（即 Demand/Capacity，“需求”与“能力”的比值，“需求”来自计算分析结果，“能力”来自可接受准则，D/C 小于 1 代表满足相应的性能要求）。如图 3-1 所示，在区域 2 定义需求集所包括的分析工况，各个工况的组合方式可以是：最大值、平均值、SRSS、绝对值之和；区域 1 显示已定义的需求集列表，其组合方式可以是：最大值或均值加标准差，即性能校核是多个需求集的组合结果；区域 3 选择性能校核指标，包括框架铰、墙铰、连接单元、应变计、墙肢连梁剪力和节点区，决定程序显示输出哪些 D/C 结果。所以，性能校核包含多少工况、多少构件类型、结果取值方式都是可以灵活定义的。

举个例子，假设 X、Y 方向分别计算了 3 个地震波工况，对应的工况名称为 X1、X2、X3 和 Y1、Y2、Y3。我们既可以按方向来考察各条波的包络结果，也可以同时考察所有波的包络结果。图 3-2 的定义方式，是考察 X 方向所有地震工况的包络结果。图 3-3 的定义方式，是分别考察 X、Y 方向地震工况包络结果后再考虑所有工况的包络值。

完成性能校核的定义，在分析结束后，即可查看性能检查结果。下面结合案例来进一步说明。

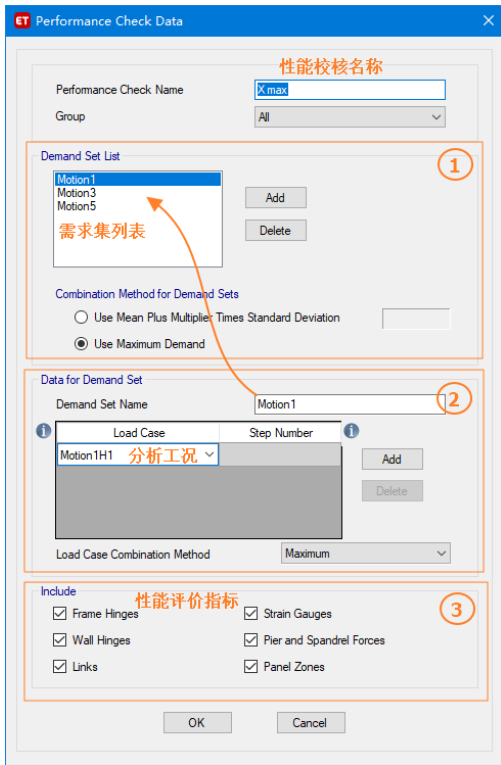


图 3-1 定义性能校核

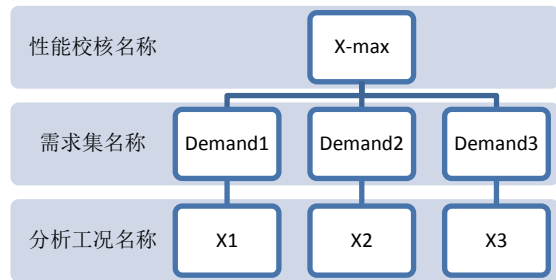


图 3-2 X 方向地震作用下的性能校核

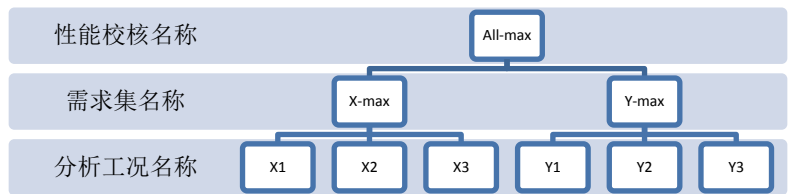


图 3-3 所有地震作用下的性能校核

4 示例

我们用 ETABS 来重现一个 Perform3D 的剪力墙案例^[1]。该结构的平面和立面如图 4-1，内部为核心筒，外部为框架。所有柱为重力柱，即框架只承担重力荷载，所有侧向荷载由核心筒承担。所以，在模型中只建了核心筒模型，核心筒承担自重和相应的楼面荷载，楼层质心位置布置了一根“虚柱”（只有竖向刚度），承担框架结构的自重和相应的楼面荷载。核心筒和“虚柱”通过刚性隔板相连。楼层质量按节点集中质量的方式施加在楼层质心处。Perform3D 和 ETABS 的模型如图 4-2 所示。

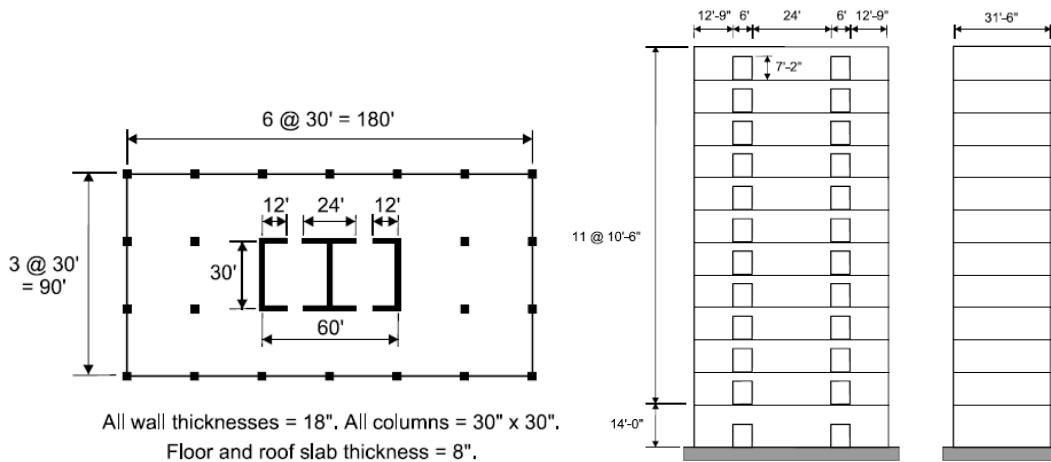


图 4-1 案例概况

连梁采用框架单元模拟。连梁与墙体搭接的位置布置埋设梁，底部一层是深连梁，埋设梁沿梁高方向布置，其它楼层的埋设梁沿水平方向布置。放大埋设梁的弯曲刚度，减小其轴向和扭转刚度，以避免额外增加墙的刚度。

读入三条地震波记录，分别沿 X、Y 方向作用于结构上，定义相应的弹塑性时程分析工况。定义性能校核“X-max”，包





括地震波 Motion1、Motion2 和 Motion3 在 X 方向的三个地震工况，如图 4-3 所示。通过“X-max”我们可以查看这三个地震工况的包络结果。

本示例的主要目的是为了展示 ETABS 评估剪力墙性能的功能，不涉及变形能力细节的讨论。ETABS 相关参数的设置依据均来自 Perform3D 模型。

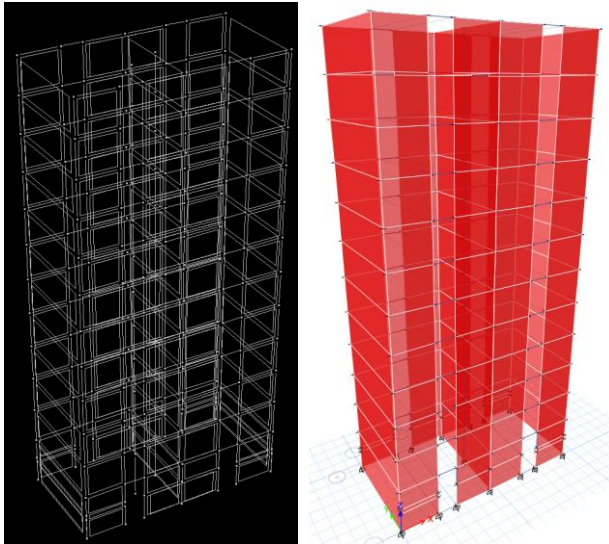


图 4-2 Perform3D (左) 和 ETABS (右) 模型

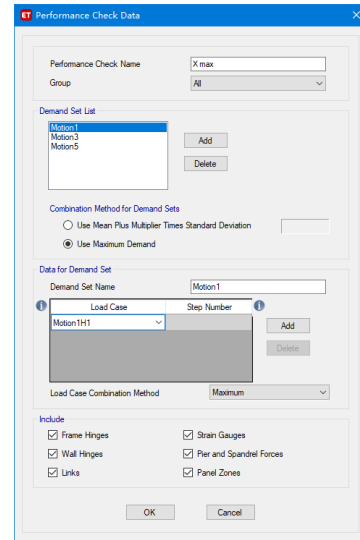


图 4-3 定义性能校核 X-max

4.1 墙肢转角 D/C

ASCE 41 用于评估压弯为主的细长墙的性能指标有“墙体转角”，通过底部塑性区的转动来衡量墙体塑性行为的发展。墙肢转动能力与三方面有关：

- 1) 轴压比。轴压比增大，墙的转动延性降低。
- 2) 墙肢剪力。剪力越大，转动延性越低。
- 3) 是否有边缘约束区。有边缘约束构件的墙肢，具备更大的转动延性。

ASCE 41 按照以上三个方面分情况给出了墙肢转角的可接受准则。通过 ETABS 的四点应变计可输入相应的可接受准则。

图 4-4 是 ASEC41 对墙体塑性区 l_p 的假定， l_p 等于弯曲高度的一半，但应小于层高，且小于墙段长度的一半。ETABS 建模时，应先确定塑性区范围，然后在区域布置四点应变计来评估墙肢转角 D/C。从图 4-2 和图 4-5 可以看到本例 ETABS 模型的首层墙体被分割了，就是基于这个原因。

图 4-5 的绿色区域是布置在墙体塑性区的四点应变计，上面显示的数值为墙肢转角性能评估结果。在给定的性能水准 CP 条件下，墙肢转角 D/C 的比值不大于 0.2，说明墙体变形距离 CP 目标还有相当距离。

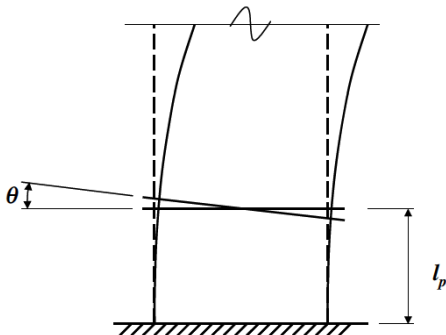


FIG. 10-4. Plastic Hinge Rotation in Shear Wall Where Flexure Dominates Inelastic Response

图 4-4 ASCE 41 墙肢塑性区长度



图 4-5 ETABS 墙肢转角 D/C

4.2 连梁剪切 D/C

按照文献[1]设置, 本例连梁对应性能水准 CP 的转角限值为 0.03 rad, 连梁跨度为 72 in, 由此得连梁的剪切变形限值为 $72 \times 0.03 = 2.16$ in。文献[1]使用剪切铰来评估连梁的剪切行为, ETABS 采用了跟 Perform3D 相同的剪切铰的定义, 如图 4-6 所示。需要注意的是, 本例连梁只布置了剪切铰, 而且使用了延性铰来定义剪切铰, 这与我们的习惯做法不同。作者猜测是 Powell 教授基于 ASCE 41 对连梁转动能力的规定以及弯矩-剪力的相互关系, 从而自定义了连梁剪切 F-D 关系, 其中暗含了弯曲行为的影响。我们的习惯做法是在连梁上布置弯曲铰, 连梁的剪切行为使用脆性铰(力控制铰)或本文第 2 节提及的连梁剪力铰核来评估。这两种模拟方式的差异有待进一步研究, 这里不展开。

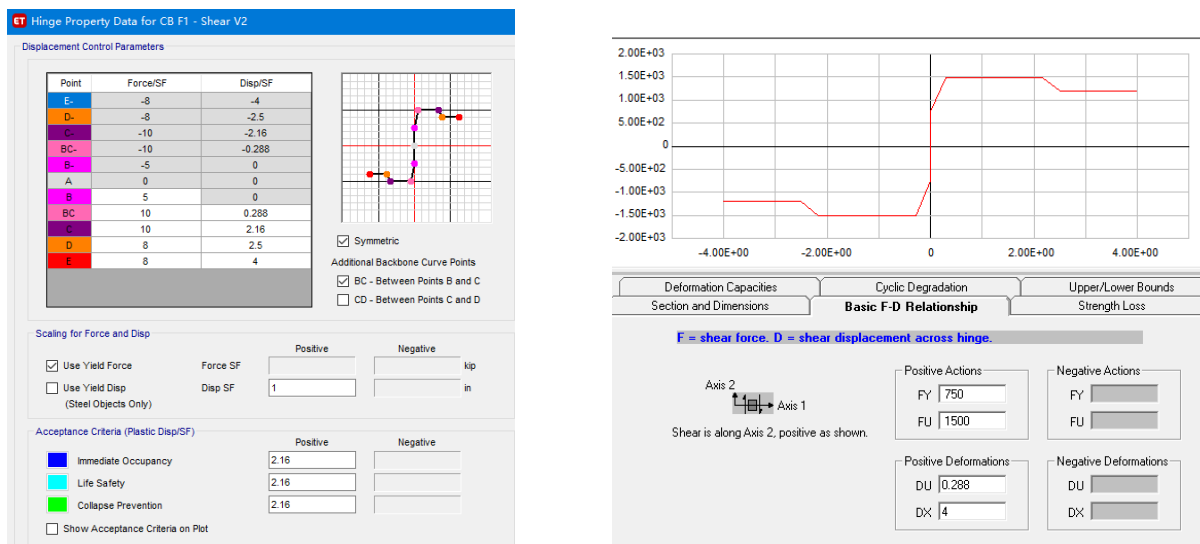


图 4-6 剪切铰的定义

图 4-7 为连梁剪切铰的性能校核结果, 可以看到上部有几层连梁的剪切变形比率超过 0.7, 但多数连梁的剪切变形距限值尚有一段距离。说明连梁的剪切行为符合预期目标。

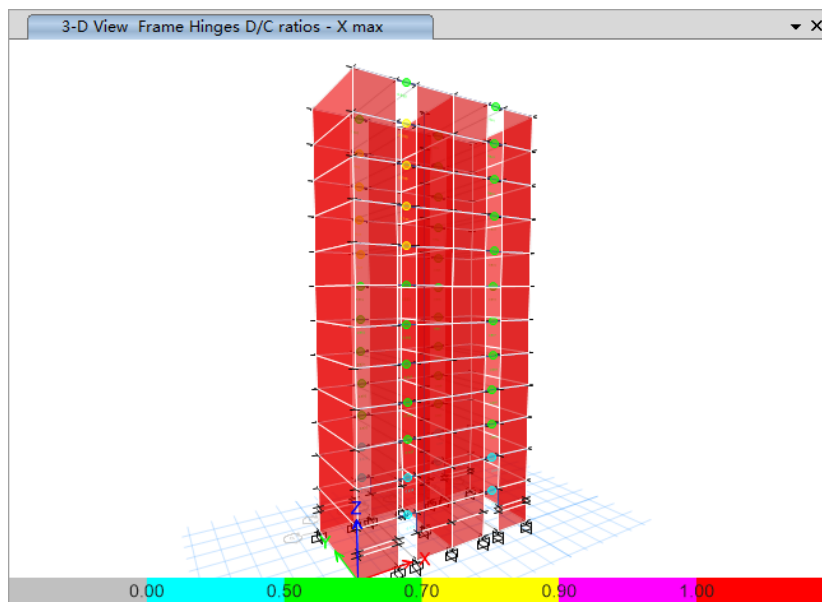


图 4-7 连梁剪切铰 D/C

4.3 墙肢边缘拉应变或压应变 D/C

对于细长墙, 允许底部出现铰, 上部应保持弹性。在本例中, 底层可能出铰, 所以布置在底层墙肢边缘的应变计, 其受压应变限值为混凝土压溃应变, 受拉应变限值为钢筋的极限应变; 而上部楼层不允许出铰, 所以布置在 2 层及以上楼层墙肢边缘的应变计, 其受压应变限值为混凝土压溃应变, 受拉应变限值为 1.5 倍钢筋屈服应变(文献[1]中假定钢筋应变超过其 1.5



倍屈服应变意味着墙体可能出铰)。在 Perform3D 和 ETABS 模型中我们使用两点应变计实现了相同的功能，图 4-8 和图 4-9（左）是相应的结果，两个软件的结果吻合得很好。整体而言，上部楼层的墙肢边缘应变 D/C 值非常小（蓝色），二层部分墙肢边缘纤维应变大于 0.7（黄色），但都未超过 1.0，说明上部楼层的墙体均保持弹性状态，符合预期。底层墙肢边缘应变 D/C 值约 0.1~0.3 左右，距离混凝土压溃或钢筋达到极限应变有相当距离，这与本文 4.1 节对墙肢转角的评估结果是一致的。

需要注意的是，应变是量测范围内的平均值，对量测单元的长度非常敏感。所以，我们要合理控制应变计的长度，其结果才有参考价值。

其实，以上结果通过 ETABS 的墙铰也可以获取，墙铰 D/C 结果来自纤维截面中纤维应变与其材料可接受准则的比值的最大值，图 4-9（右）即墙铰的性能检查结果。对比图 4-9 左、右两图，两者吻合得很好。墙铰是针对墙截面内所有纤维的应变进行统计，两点应变计是根据所在位置的变形进行统计，两者配合使用可以得到更丰富的结果。本例中，如果通过应变计发现墙肢边缘出现压溃，这时再结合墙铰内部纤维的应变可判断压溃向截面内部的发展状况。

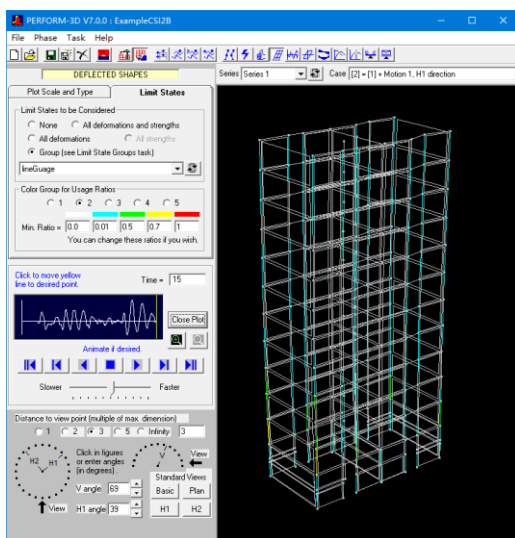


图 4-8 Perform3D 模型墙肢边缘应变 D/C

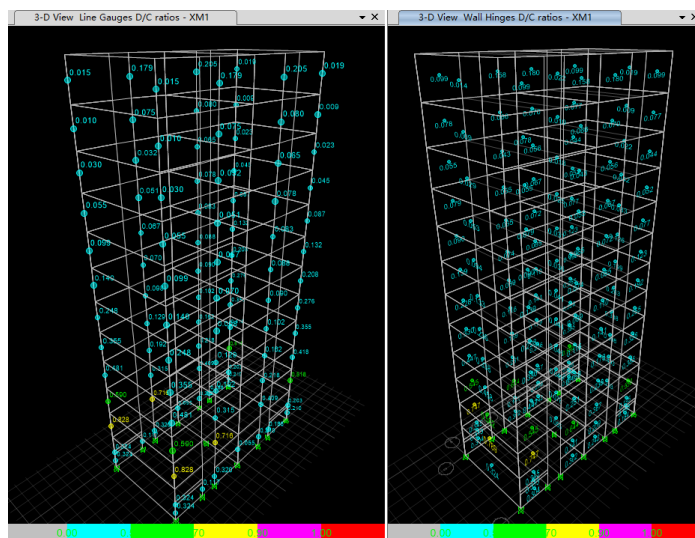


图 4-9 ETABS 模型的墙肢边缘应变 D/C（左）和墙铰 D/C（右）

4.4 墙肢剪力 D/C

墙体受剪一般要求保持弹性，不允许受剪钢筋出现屈服。所以通过监测墙体剪力不超过其受剪承载力，就可评估其受剪状态。这里使用本文第 2 节介绍的墙肢剪力校核工具，其性能指标即墙肢剪力 D/C。

文献[1]根据美标受剪承载力的规定，设定墙肢剪力限值为 950psi。图 4-10 是 X 方向地震波作用下墙肢剪力校核的包络值。由图可知，所有墙肢均未超过剪力强度限值，筒体中下部的墙体剪力偏大，D/C 比值在 0.8 左右。但 D/C 均未超过 1，说明墙体的抗剪性能符合预期。

4.5 性能校核比率曲线图

以上分别介绍了针对特定性能校核指标的定义和查看，所使用的命令是【显示】>【显示性能校核】。我们还可以把所有性能校核指标的包络结果放在同一张图中进行横向对比，相应的命令是【显示】>【显示性能校核使用比率图】。如图 4-11 所示，横坐标是各个地震工况，纵坐标是 D/C 比值，不同颜色的折线代表不同性能校核指标。对于本例，显示了五种性能校核指标：墙铰（黄色）、连梁剪切铰（紫色）、墙肢端部线应变（蓝色）、墙肢剪力（绿色）、墙肢转角（棕色）。图中综合展示了 X 方向三个地震作

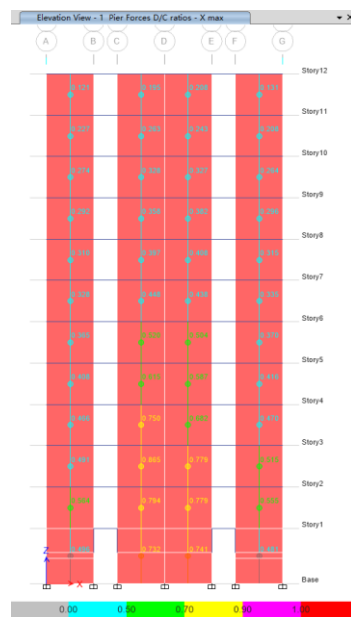


图 4-10 墙肢剪力 D/C



用下给定性能水准的校核结果，所有性能校核指标的 D/C 值均小于 1（所有折线都位于红色虚线以下），说明构件的抗震性能符合相应性能水准的要求。

5 小结

剪力墙抗震性能的模拟和评价是一个复杂的课题。ETABS 提供了一系列工具来帮助工程师判断剪力墙在地震作用下的塑性发展状态。通过应变计、墙铰等工具可以获知墙肢转角、纤维应变的信息，从而判断墙体的受弯状态。通过剪力校核工具可以判断墙肢、连梁的受剪状态。通过性能校核比率曲线可以综合对比分析不同的地震波、不同性能水准、不同性能指标的结果。

本文使用 ETABS 重现文献 [1] 中 Perform3D 的建模分析过程，一方面是展示 ETABS 的功能，证明 ETABS 能够灵活高效地完成剪力墙的抗震性能分析与评估；另一方面是借此案例学习 Powell 教授以及 ASCE 41 对剪力墙性能分析的思路。

建筑结构的抗震性能分析与设计没有固定的模式或步骤，所有分析都源于对结构行为的理解和判断。ETABS 越来越丰富、完善的性能化设计工具将帮助工程师们更好地实现设计理念。

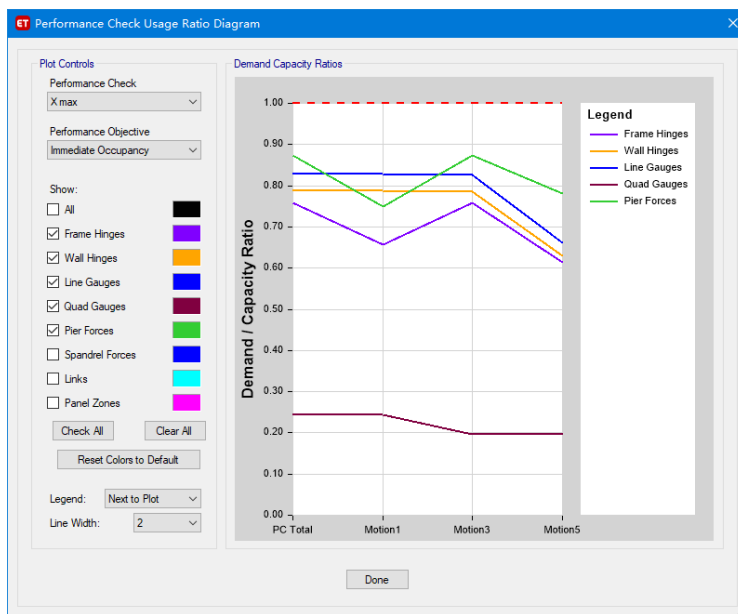


图 4-11 性能校核比率曲线

参考资料

- [1] Graham H. Powell. Detailed Example of A Tall Shear Wall Building. 2007
- [2] American Society of Civil Engineers. ASCE 41 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings[S]
- [3] Computers & Structures Inc., ETABS v18.1.1 联机帮助文档. 2020
- [4] Computers & Structures Inc., 北京筑信达工程咨询有限公司. CSI 分析参考手册. 2019

SAFE 中考虑徐变和收缩效应的长期挠度分析

筑信达 郑翔

本文主要介绍如何通过 SAFE 软件计算钢筋混凝土受弯构件的瞬时开裂挠度及考虑徐变和收缩的长期挠度。重点介绍相关的计算原理，总结分析和设计流程。最后通过计算对比一个单层 2 跨模型的弹性挠度、瞬时开裂挠度和长期挠度，说明考虑混凝土开裂后，板的挠度显著增加；若再考虑混凝土徐变和收缩的长期效应，板的挠度将进一步增加。

1. SAFE 瞬时开裂挠度和长期挠度的计算原理

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的多。因此结构设计需要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。《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010) 规定：在等截面构件中，可假定各同号弯矩区段内的刚度相等，并取用该区段内最大弯矩处的刚度；对于钢筋混凝土受弯构件，考虑荷载长期作用影响的刚度 $B=B_s/\theta$ ，其中 B_s 为准永久组合计算的受弯构件的短期刚度， θ 为考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数。这种对等截面构件采用区段内最大弯矩处的刚度计算构件挠度的方法，是一种偏保守的考虑方法。因为，受弯构件沿全长的弯矩值是变化的，真实的构件刚度会大于最大弯矩处的刚度。以一个简支梁为例：在靠近支座位置，弯矩较小，当弯矩不大于梁的开裂弯矩时，构件未开裂，截面刚度较大；当弯矩大于开裂弯矩时，构件开裂，截面刚度折减；越往跨中，弯矩越大，则开裂越显著，截面刚度折减越大；最终构件的真实刚度应该介于最大弯矩处刚度与弹性刚度之间。

图 1 的弯矩曲率图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。

未开裂状态是指：当混凝土中的应力不超过抗拉强度时，构件不开裂，钢筋和混凝土协调变形，此时构件的曲率为 ψ_1 。

充分开裂状态是指：混凝土中的拉应力超过抗拉强度，裂缝出现，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。

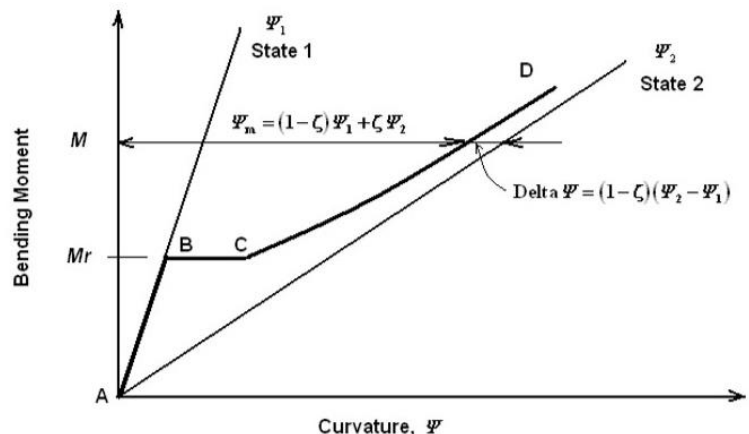


图 1 钢筋混凝土板的弯矩曲率图^[1]

由于弯矩值沿着板的跨度分布差异很大，对构件的整个跨度均取考虑了开裂后的相同的有效截面模量，往往是不准确的。SAFE 中采用了一种更好的方法：每个有限单元均对应一个弯矩值，根据该弯矩值可以得到该单元的相应曲率，所有单元的曲率确定后，就能得到相应的挠度了。

2. 挠度分析流程

任意给定的弯矩值 M 计算瞬时开裂挠度的过程为^[3]：

- 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 M 对应的未开裂状态曲率 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 $\psi_m = (1 - \zeta) (\psi_1) + \zeta (\psi_2)$;
- 7) 计算一个弯曲刚度修正系数;
- 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, 工况设置界面见图 2。

考虑徐变和收缩的长期挠度的计算过程与瞬时开裂挠度一样; 只是用户计算时, 需要额外输入徐变系数和收缩应变这两个参数来考虑混凝土徐变和收缩的影响, 这两个参数会影响相应的内插相关系数 ζ , 未开裂状态曲率 ψ_1 、充分开裂曲率 ψ_2 的计算。用户只需要输入徐变系数和收缩应变这两个参数, 即可由 SAFE 软件自动计算, 工况设置界面见图 3。徐变系数和收缩应变这两个参数, 可参考规范 EN 1992-1-1:2004 的附录 B 进行取值。

若用户想了解详细计算过程, 可查阅文献[1]。

3. SAFE 中的设计流程

SAFE 软件可以计算 3 种挠度:

- (1) 弹性挠度 (elastic deflection)

不考虑结构配筋, 根据构件的截面模量, 按照结构力学方法计算出的挠度, 是一个线性分析问题。

- (2) 瞬时开裂挠度 (immediate cracked deflection)

构件承受荷载瞬间, 开裂导致构件截面刚度下降, 曲率增大, 挠度增大, 需进行非线性计算, SAFE 中设置见图 2。

- (3) 考虑徐变和收缩的长期挠度 (long term deflection)

构件承受长期荷载时, 由于混凝土徐变和收缩, 导致曲率进一步增大, 挠度继续增大, 需进行非线性计算, SAFE 中设置见图 3。



图 2 瞬时开裂挠度工况设置

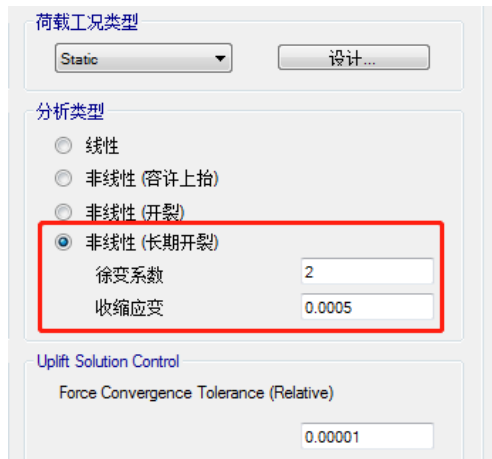


图 3 考虑徐变和收缩的长期挠度工况设置

由于瞬时开裂挠度和考虑徐变和收缩的长期挠度的计算是需要考虑混凝土中钢筋配筋量的非线性问题, 因此在计算这两种挠度时, 需要预设构件配筋且采用非线性分析。点击菜单命令【运行】>【开裂分析选项】, 用户可选择开裂分析时钢筋的来源, SAFE 中设置见图 4。

配筋来源有三种:

- (1) 用户指定配筋。需用户添加楼板受拉、受压钢筋信息。选择该方式后, 将覆盖程序设计结果。
- (2) 基于有限元设计结果。将程序已有设计结果作为钢筋来源。
- (3) 快速指定顶、底受拉钢筋。简化考虑为均匀配筋,



图 4 开裂分析配筋选项

直接指定楼板钢筋直径和间距。

同时，开裂分析时程序可以自动考虑开裂分析的最小配筋率。开裂分析选项中，用户可直接指定拉、压最小配筋率要求（如图 4 所示）。不管采用上述何种配筋来源，程序将采用二者的较大值进行计算。

计算瞬时开裂挠度时，采用正常使用极限状态下标准组合 $1.0DL+1.0LL$ 。计算考虑徐变和收缩的长期挠度时，由于准永久组合为 $1.0DL+0.5LL$ ，短期荷载组合 $1.0DL+1.0LL$ ，构件的实际受力状态为先承受短期荷载组合 $1.0DL+1.0LL$ ，之后还需继续承受准永久组合 $1.0DL+0.5LL$ 。若只按照准永久组合 $1.0DL+0.5LL$ 计算长期挠度，则丢失了 $0.5LL$ 产生的瞬时开裂挠度。因此，除了需要计算准永久组合 $1.0DL+0.5LL$ 的长期挠度外，还需要考虑 $0.5LL$ 产生的瞬时开裂挠度。

这里需要注意的一点是，不能直接设置一个 $0.5LL$ 的非线性工况计算瞬时开裂挠度，因为实际上 $0.5LL$ 的荷载是在 $1.0DL+0.5LL$ 的短期荷载工况导致构件刚度折减的基础上再施加的。直接采用 $0.5LL$ 的非线性工况算出的瞬时开裂挠度，会远小于实际发生的瞬时开裂挠度。一般我们可以采用将瞬时开裂挠度（ $1.0DL+1.0LL$ ）与瞬时开裂挠度（ $1.0DL+0.5LL$ ）的差值，作为 $0.5LL$ 产生的瞬时开裂挠度。

SAFE 程序中的实现流程可以简化为如下 4 个式子：

长期挠度 $Def1=1.0DL+0.5LL$ (long term deflection)

瞬时开裂挠度 $Def2=1.0DL+1.0LL$ (immediate cracked deflection)

瞬时开裂挠度 $Def3=1.0DL+0.5LL$ (immediate cracked deflection)

最终的长期挠度 $Def=Def1+Def2-Def3$

4. 算例分析

建立一个简单的单层框架模型，模型呈方形，长、宽方向各 2 跨，跨度均为 8m，框架共 1 层，层高 4m，模型如图 5、图 6 所示：

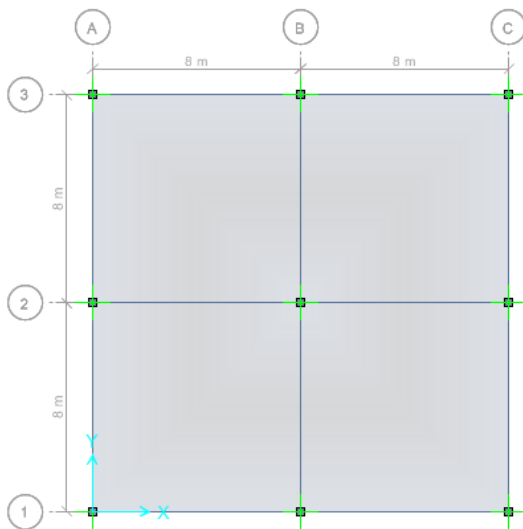


图 5 模型平面图

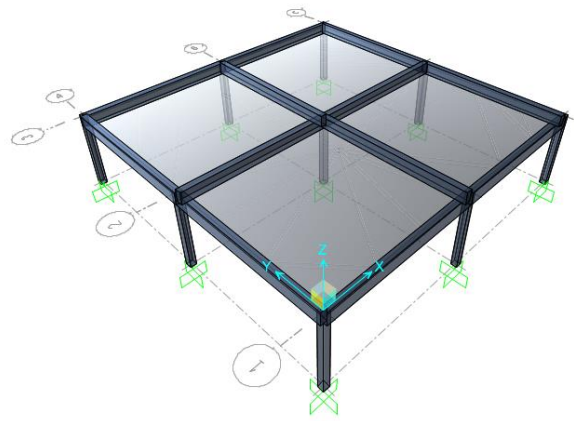


图 6 模型立面图

框架柱截面均为 $300m \times 300m$ ，混凝土强度等级为 C30。框架梁截面均为 $300mm \times 600mm$ ，混凝土强度等级为 C30。楼板厚度 200mm，混凝土强度等级为 C30。

SAFE 中，梁柱采用框架单元，楼板采用壳单元。

2) 荷载取值

楼板附加恒载为 $2kN/m^2$ ，活载为 $2kN/m^2$ 。

3) 挠度计算结果

挠度计算结果见图 7、图 8、表 1。

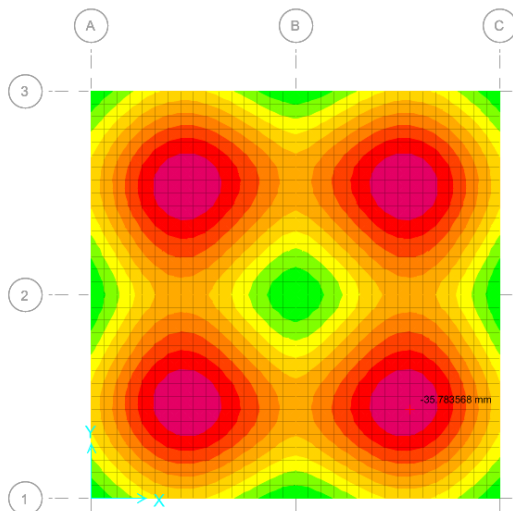


图7 瞬时开裂挠度

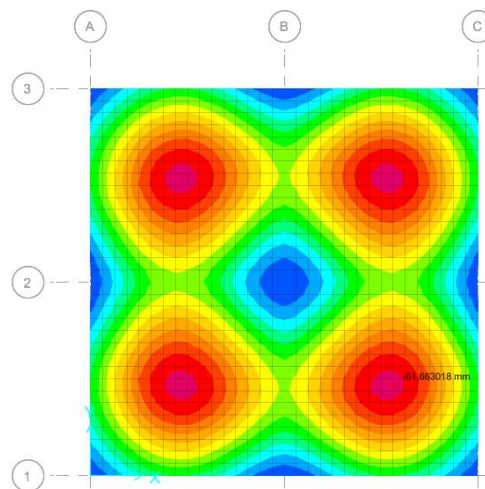


图8 考虑徐变和收缩的长期挠度

表 1 挠度计算结果

	弹性挠度 (elastic deflection) 1.0DL+1.0LL	瞬时开裂挠度 (immediate cracked deflection) Def 2	考虑徐变和收缩的长期挠度 (long term deflection) Def=Def1+Def2-Def3
挠度值	9.76mm	35.79mm	61.69mm

由上表可知：

- (1) 采用线性组合得到的弹性挠度为 9.76mm，远小于瞬时开裂挠度和考虑徐变收缩的长期挠度。
- (2) 混凝土构件的开裂会导致构件截面刚度下降，曲率增大，挠度增大，使得瞬时开裂挠度远大于弹性挠度。因此无论是美标还是国标，计算混凝土受弯构件的挠度时，均采用了折减的构件截面刚度。
- (3) 混凝土的徐变和收缩对混凝土构件的长期挠度影响很大，考虑徐变和收缩的长期挠度相比瞬时开裂挠度，又更进一步增大。

参考资料

- [1] A GHALI, R FAVRE and M ELDBADRY. Concrete Structures, Stresses and Deformations. 3rd edition[M]. Spon Press, 2002:272-273
- [2] 混凝土结构设计规范：GB 50010 -2010（2015 版）[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2015.
- [3] Computers & Structures Inc. Cracked Section Analysis. <https://www.csiamerica.com/products/safe/watch-and-learn>
- [4] Computers & Structures Inc. SAFE 2016 Manuals--Analysis Verification Example 16--Cracked Slab Analysis. 2016

利用 SD 截面设计器创建复杂截面

筑信达 杨硕

1. 概述

Section Designer（截面设计器，以下简称 SD 截面）是非常实用的截面定义与分析工具，其集成在 SAP2000、ETABS 和 CSiBridge 中。SD 截面内可包含一种或多种材料以及指定的钢筋布局，任意几何形状的组合截面都可以在 SD 截面中建立。定义好的 SD 截面可指定给框架对象分析其受力。本文将介绍 SD 截面中关于创建截面的方法。

以 SAP2000 为例，在软件的菜单栏通过点击【定义】>【截面属性】>【框架截面】>【添加框架截面】将“截面类型”调整为 Other，点击“SD 截面”就可打开图 1 左侧的“SD 截面数据”对话框，点击“截面设计器”将弹出下图右侧的 SD 截面对话框，该对话框最上方是命令菜单，菜单栏下方及对话框左侧分布着常用命令快捷按钮，中间空白区即创建截面区域。

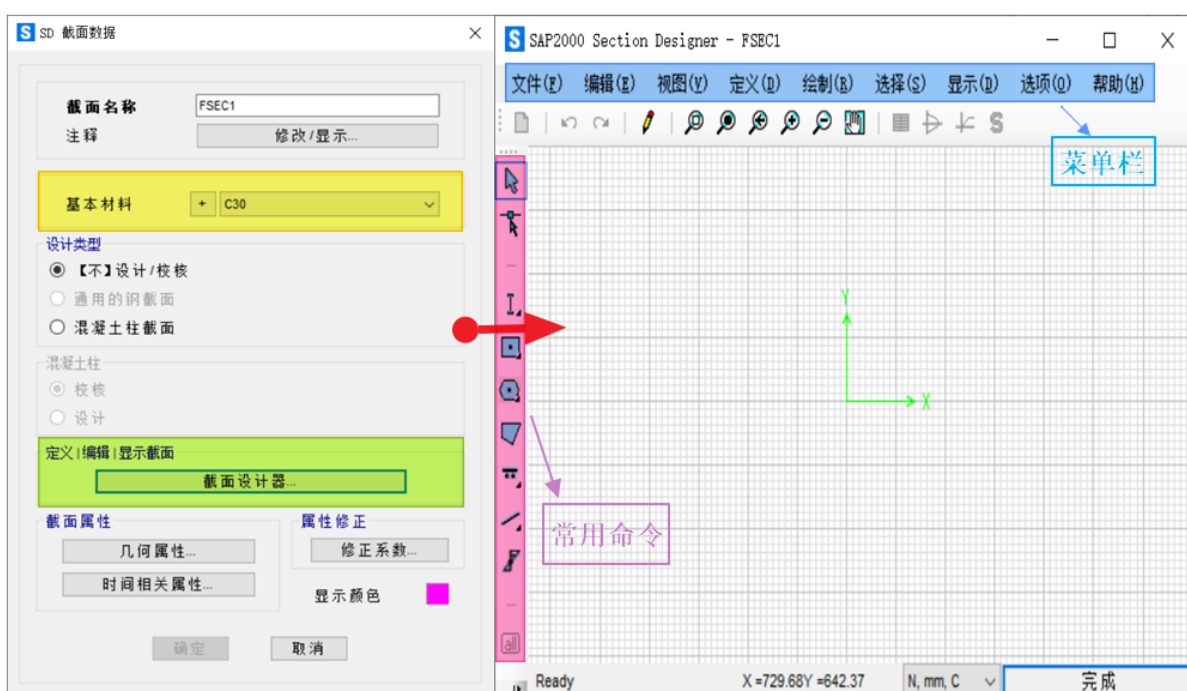


图 1. SD 截面设计器

在正式绘制 SD 截面之前，需定义基本材料（图 1 左侧），“基本材料”的作用是将组合截面各部分不同材料的截面属性都等效为基本材料的截面属性。“基本材料”的类型确定了“设计类型”的适用范围，其对应关系如表 1 所示。

表 1 基本材料与设计类型的关系

基本材料	设计类型（适用范围）	备注
混凝土	【不】设计/校核	只分析
	混凝土柱截面（设计/校核）	混凝土框架设计
钢材	【不】设计/校核	只分析
	通用的钢截面	钢框架设计
铝、冷弯型钢、other	【不】设计/校核	只分析

2. 绘制截面

SD 截面的绘制功能十分强大，表 2 列出绘制相关的各项命令的功能简介。

表 2 绘制工具栏

图形	工具	功能
	选择模式	启用选择模式
	重定形模式	可移动图形，改变图形轮廓
	绘制结构形状	 工字形、槽形、T形、L形、双L形、箱形、圆管形、平板形
	绘制实心截面	 矩形、圆形、弓形、扇形
	绘制多边形	绘制任意多边形截面
	绘制钢筋	 单根钢筋、线模式、矩形模式、圆形模式
	绘制参考线	 参考线、参考圆，便于精确的绘制与定位形状
	绘 Caltrans 形状	 六边形、八边形、圆形、方形，可生成符合加州交通规范的横截面
	绘制截面的应力点	可绘制任意数量的应力点，可用于分析后查看框架截面上具体位置的应力值，应力点对截面的行为无影响，如若未绘制应力点，则默认截面的矩形边界框的角处和截面质心处各存在一个应力点。

下面以图 2 所示截面为例，演示使用表 2 中的“绘多边形”，“重定形模式”以及“交互式数据库编辑”来绘制和修改截面的几何形状。

为提高绘制截面时定位的精度，首先通过【选项】>【首选项】将背景辅助线间距设置为 100mm，将辅助线之间的精细网格线数量设置为 4，则最小的精细网格尺寸为 20mm*20mm，如图 3 所示。选择【绘制】>【绘制多边形】，通过捕捉相交的网格线来绘制截面，如图 4 所示。

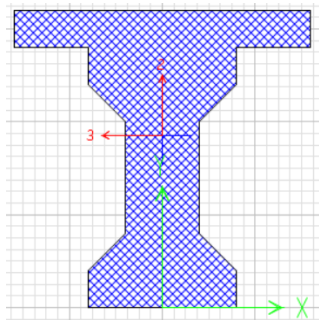


图 2. 自定义截面

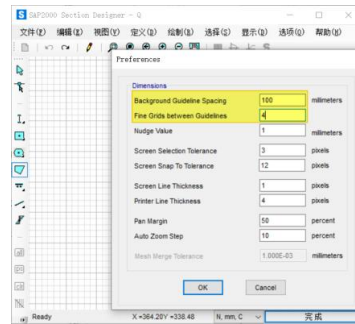


图 3. 初始化网格

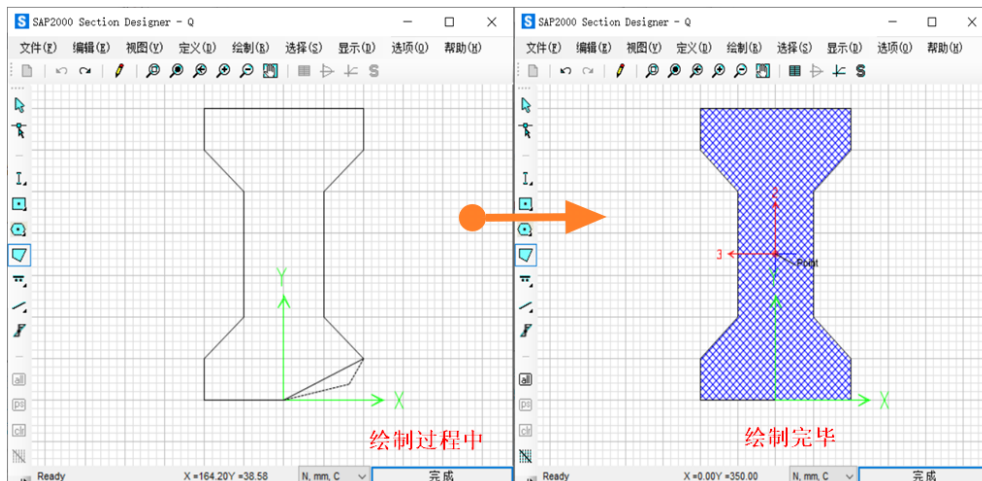


图 4. 多边形截面

绘制完毕后，点击“重定形模式”，再单击截面，这时截面轮廓边缘的控制点被激活，拖拽任意控制点可改变截面形状，或者将鼠标移动到某一控制点并单击右键将弹出节点编辑对话框，通过输入坐标改变截面的形状。

对于更复杂的修改，也可通过“交互式数据库编辑”来实现。点击命令【编辑】>【交互式数据库编辑】>【模型定义】>【Property Definition】>【Section Designer Properties】选择图 6 左侧的列表，下面通过修改 SD 截面属性的数据表格，来添加沿横截面轮廓的其他控制点，并创建大梁上方的连接平板。

点击图 6 右侧中的“导出至 Excel”按钮，在 Excel 中添加另外四个代表平板边长的点。需注意的是，在 Excel 中编辑添加截面轮廓边缘控制点坐标时，定位平板轮廓边缘的四个控制点需置于控制点 7 与 12 之间。否则将造成截面上节点坐标顺序混乱，无法成功导入。

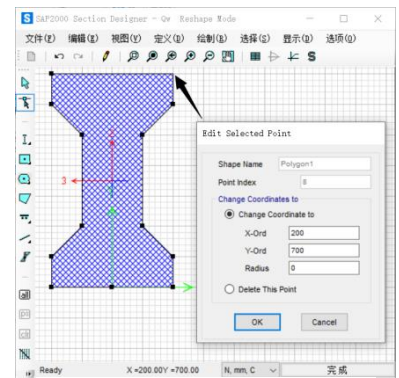


图 5.重定形模式

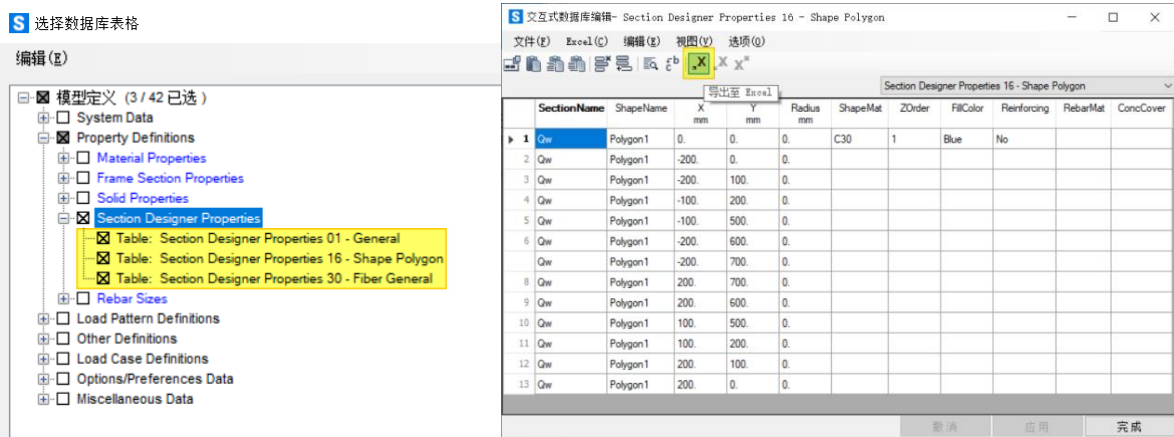


图 6. 交互式数据库编辑

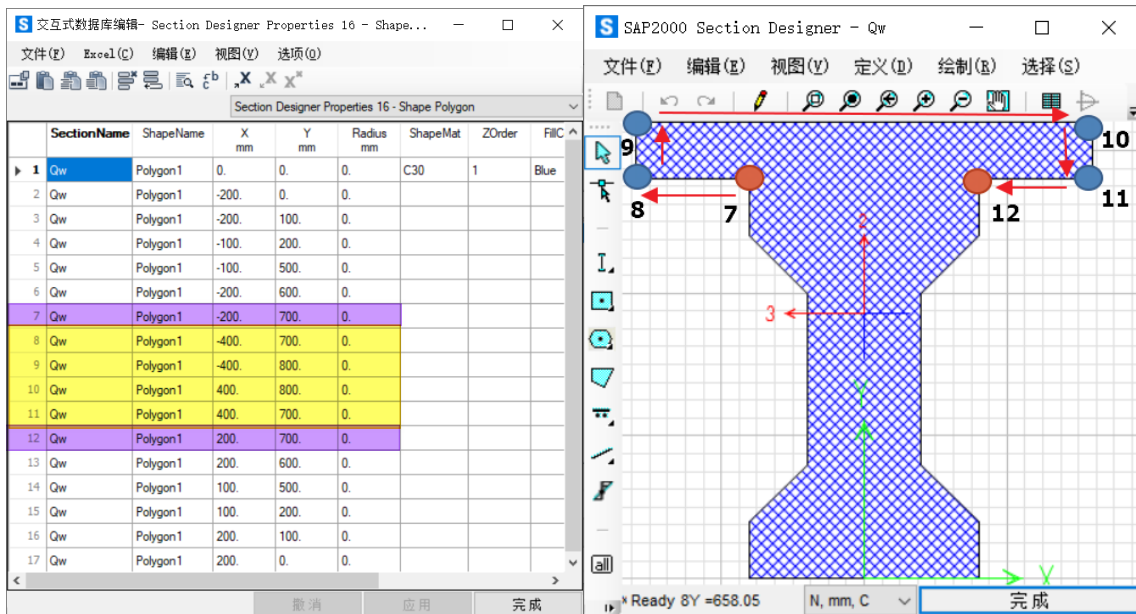


图 7.交互式数据库编辑

以上是在 SD 截面设计器中使用“绘制多边形”，“重定形模式”以及“交互式数据库编辑”功能创建截面的整个过程。截面创建完毕后，我们可以通过点击右键修改截面材料，使用“绘制钢筋”命令来布置钢筋等。

3 编辑与定义截面

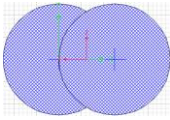
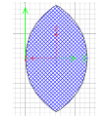
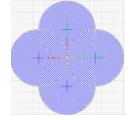
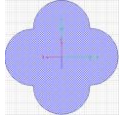
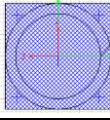
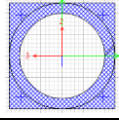
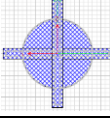
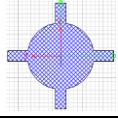
有的截面可能需要由几种基本形状组合而成，这时使用编辑命令十分有效，表 3 汇总了常用编辑命令的含义。

表 3.编辑菜单功能介绍

选项	含义
前移/后移	更改组合截面的顶层的形状，顶层形状控制截面属性参数的计算
改变形状为多边形	将结构外形与实心截面转换为多边形
改变钢筋形状为单个钢筋	将线形、矩形和圆形布置的钢筋形状改为一系列单根钢筋
合并两个多边形	合并两个重叠的形状
获取两个多边形交集	获取两个形状的重叠区域
获取两个多边形差集	消除两个形状的重叠区域，保留余下的截面
移除底部多边形重叠区	消除两个选择的形状的重叠区域
分割选择的多边形	仅分割有重叠区域的多边形形状
检查截面重叠	检查两个截面是否有重叠区域
带属性复制	同时复制截面的几何尺寸、材料与力学属性

下面展示几种常用的多边形截面的编辑效果。

表 4.多边形截面编辑的效果

编辑效果	编辑前	编辑后
绘制两个圆形实心截面，修改为多边形，再获取两个多边形的交集		
绘制四个圆形实心截面，修改为多边形，每轮依次合并两个多边形，直至合并所有多边形		
绘制矩形实心截面与圆管，修改为多边形，选中整个截面，点击“移除底部多边形重叠区”命令，选中中间实心圆，按 Delete 键删除		
绘制实心圆与厚板，修改为多边形，再合并多边形		

值得一提的是，如果 SD 截面中存在不同形状之间的重叠区域，SAP2000、ETABS 或 CSiBridge 将以顶层 (Top) 形状的材料属性确定该重叠部分的质量或重量，不会造成重复计算。

当需要模拟构件的非线性行为，并对分析结果的精度要求较高时。可选中截面，点击【定义】>【纤维布局】来创建纤维截面，指定具体的纤维数量，如下图所示。

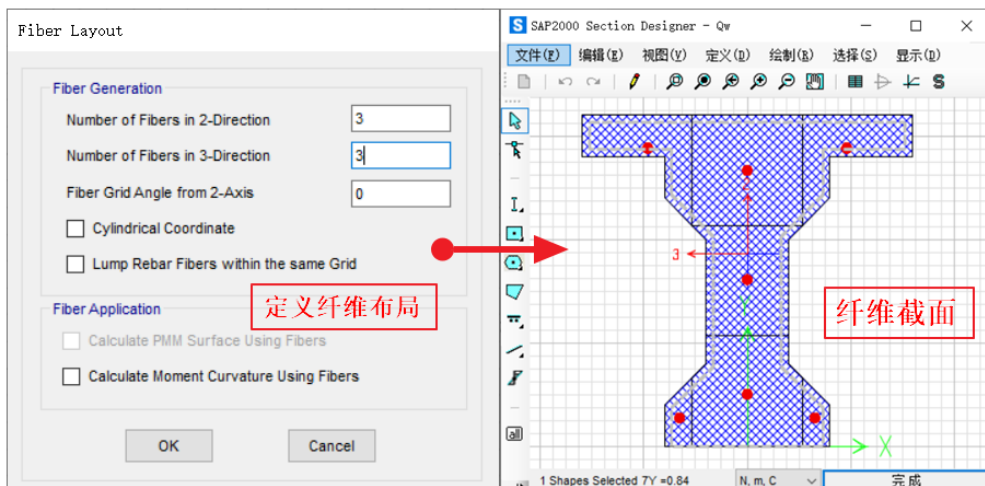


图 8.定义纤维截面

4 导入截面

以上介绍了在 SD 截面中使用绘制、编辑等功能创建截面，也可通过导入 DXF 文件的方式创建截面。这使得 SD 截面的创建变得更加灵活、强大（目前 ETABS 暂不支持该功能）。打开 SD 截面设计器后，点击【文件】>【Import Section From Dxf】可导入 DXF 文件。下面以冷弯薄壁型钢截面和空心桥墩截面为例，介绍 DXF 文件导入的过程与注意事项。

图 9 为冷弯薄壁型钢截面的导入过程，在 AutoCAD 中使用 LINE 命令在 Steel 图层上绘制下图左侧的形状并导出 DXF 文件。

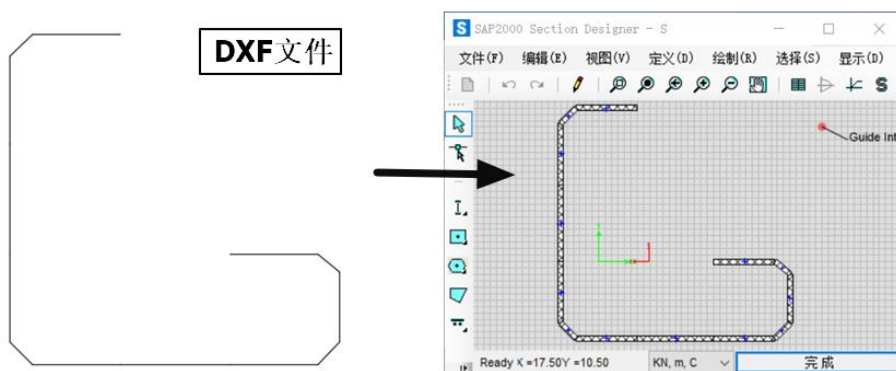


图 9.冷弯薄壁型钢的 SD 截面

在 SD 截面对话框点击【文件】>【Import Section From Dxf】，选择 DXF 文件并确定，将弹出下图所示的窗口。仅需调整“SD 材料”为 Q345，“导入为”修改为 plate（薄板中心线），填写“半径/厚度”的具体值。点击“确定”完成冷弯薄壁型钢截面的创建。

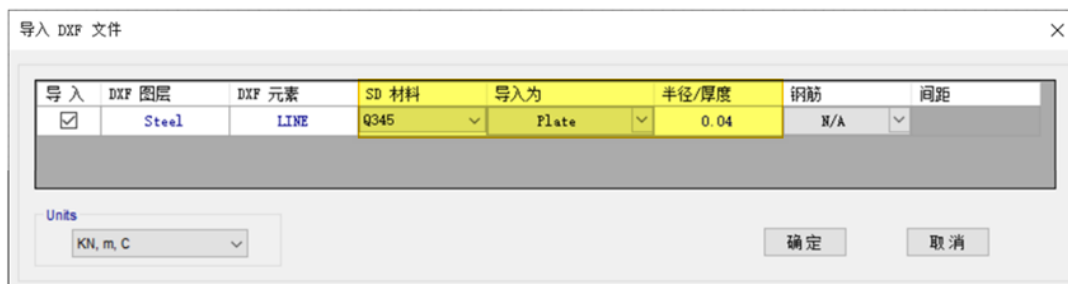


图 10.导入冷弯薄壁型钢的 DXF 文件

图 11 为空心桥墩截面的导入过程，在 AutoCAD 中定义 Concrete、Rebar、Opening1、Opening2 图层，使用 POLYLINE 命令在 Concrete 图层绘制下图左侧的红色闭合框，使用 LINE 命令在 Rebar 图层绘制下图左侧的绿色线段，使用 POLYLINE 命令在 Opening1 与 Opening2 图层绘制下图左侧的两个黄色闭合框。导出 DXF 文件。

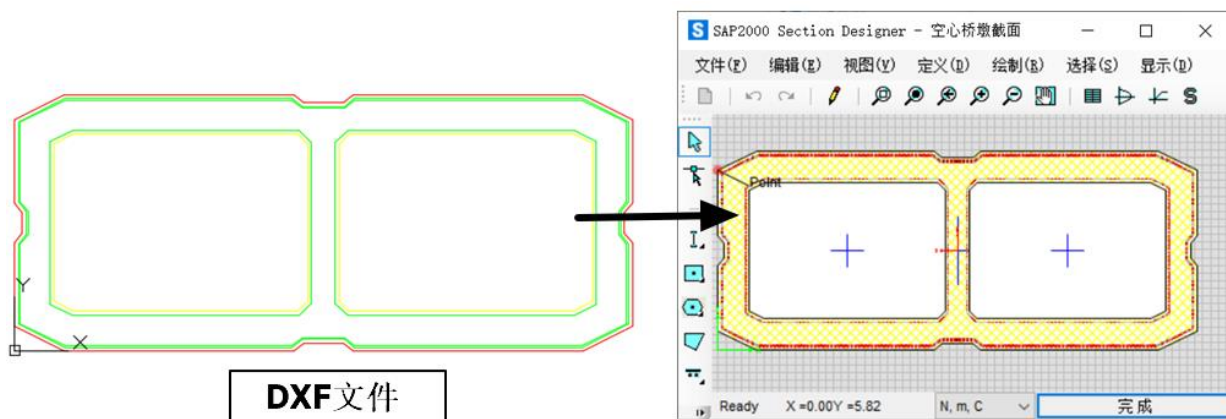


图 11.空心桥墩的 SD 截面

使用同样的方式导入 DXF 文件，弹出图 12 所示的窗口，将 Rebar 图层一行的“SD 材料”更改为 HPB300，“导入为”修改为 Line Bar（直线分布的钢筋），并设置“间距”值为 0.06；将 Concrete 图层的“SD 材料”更改为 C30；将 Opening1 与 Opening2 图层的“SD 材料”更改为 OPENING（空心）。点击“确定”完成空心桥墩截面的创建。



图 12.导入空心桥墩截面的 DXF 文件

由以上两个例子可以看出，当通过导入 DXF 文件来创建复杂截面时，程序可以对不同的 DXF 元素指定不同的材料类型，通过补充如厚度、间距等相关数据，实现把线条扩展为板件，把线条离散为钢筋等效果。表 5 汇总了对 DXF 元素的处理方式。

表 5.DXF 元素适用范围

DXF 元素	SD 材料	导入为	补充信息
线	NONE	参考线	/
	钢筋/钢束	直线分布的钢筋/钢束	钢筋的直径和间距
	混凝土/钢材	薄板中心线	薄板的厚度
点	钢筋/钢束	点状分布的钢筋/钢束	钢筋的直径
多段线	开洞	多边形	/
	混凝土/钢材	多边形	/
圆	钢筋	环形分布的钢筋	钢筋的直径和间距
	开洞	圆	/
	混凝土/钢材	实心圆形	/

5 小结

通过 SD 截面设计器可以直接绘制复杂截面，也可以通过 DXF 文件导入截面。此外，还有丰富的编辑功能对截面进行处理。希望通过本文的介绍，用户可以选择合适、快捷的方式创建复杂截面。

参考资料：

[1] Computers & Structures Inc.SAP2000 Version 22.0.0 联机帮助文档 CSISectionDesigner.2020

[2] Computers & Structures Inc.<https://wiki.csiamerica.com/display/tutorials/Create+custom+sections+using+polygonal+shapes>

利用 SD 截面设计器获取截面分析数据

筑信达 刘慧璇

随着超高层、大跨等复杂项目的出现，钢管混凝土、型钢混凝土等非常规截面越来越多的运用于各类工程项目中，SAP2000 和 ETABS 中自带的 Section Designer 截面（简称 SD 截面）以其灵活的截面定义方式和丰富的截面分析数据被工程师们广泛使用。本文将以前 SAP2000 为例，介绍 SD 截面所能显示的截面分析数据。

1. 截面几何属性



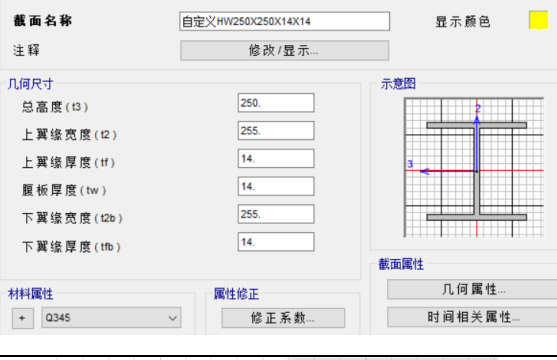

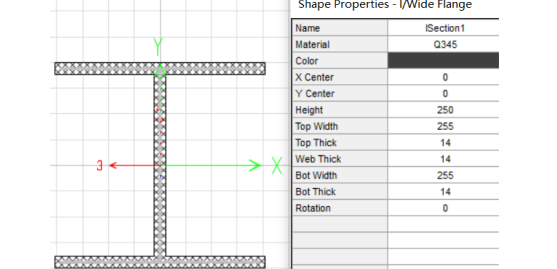

与其他截面类型一样，用户可在**截面属性**的**几何属性**中查看截面的几何属性。此外，用户还可打开**截面设计器**，点击  或 **【显示】 > 【显示截面属性】** 查看其属性。对于分别采用型钢库导入、用户自定义、SD 截面这三种类型定义的 HW250×250×14×14 截面，几何属性的对比结果如表 1 所示。由于型钢库导入的截面考虑了腹板与翼缘之间的倒角关系，其截面几何属性与自定义截面、SD 截面之间存在些许误差，在实际工程中，该误差可忽略。

表 1

截面类型	截面参数	截面几何属性
型钢库导入		
自定义截面		
SD 截面		

SD 截面几何属性的计算主要基于**基本材料**、**局部轴**和**网格尺寸**。用户可在 SD 截面数据窗口中修改**基本材料**，对于多种材料组合得到的截面，程序将根据各材料的弹性模量对其进行等效代换，详见表 2；在截面属性中可人为指定**局部 2 轴**与 X 轴的夹角；剖分尺寸则决定了所输出几何属性的精确性。由于 SD 截面的几何形状和几何参数并不固定，程序采用更为通用性的方法进行计算，即通过离散化的网格进行近似计算，然而过小的网格尺寸会显著增加计算量，一般默认的网格尺寸即可满足工程需求。

图 1 为某型钢混凝土柱截面，基本材料采用 C30，截面尺寸为 800×500 mm，内置 500×200×12×14 的工字型钢（材料为 Q345），现通过该截面介绍程序输出的几何属性的具体含义，见表 2。

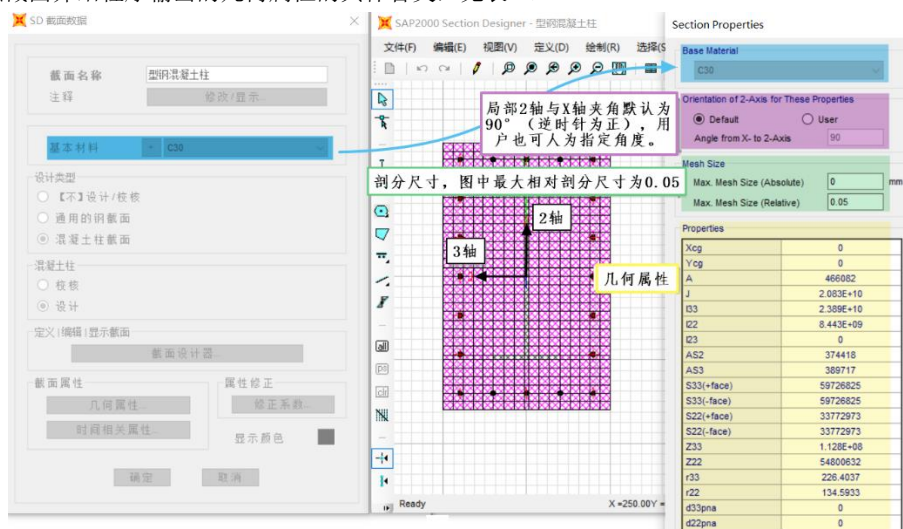



图 1 型钢混凝土柱截面

表 2

属性	说明	计算公式	单位
X_{cg}	截面重心的 X 坐标	$\sum G_i \cdot x_i / G$	mm
Y_{cg}	截面重心的 Y 坐标	$\sum G_i \cdot y_i / G$	mm
A	等效截面面积(不考虑钢筋)	$(E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s) / E_{base}$	mm ²
J	扭转常数	与截面形状相关, 参见文献[1]	mm ⁴
I_{33}	关于 3 轴的惯性矩	$\int y^2 dx dy$	mm ⁴
I_{22}	关于 2 轴的惯性矩	$\int x^2 dx dy$	mm ⁴
I_{23}	关于 2-3 轴的惯性矩	$\int xy dx dy$	mm ⁴
As_2	沿 2 轴的剪切面积	$I_x^2 / \int_{y_b}^{y_t} \frac{Q^2(y)}{b(y)} dy$, 参见文献[2]	mm ²
As_3	沿 3 轴的剪切面积	$I_y^2 / \int_{x_b}^{x_t} \frac{Q^2(x)}{h(x)} dx$, 参见文献[2]	mm ²
S_{33} (正面)	关于 3 轴的截面模量(y 取正值)	$I_{33} / +y_{max} $	mm ³
S_{22} (正面)	关于 2 轴的截面模量(x 取正值)	$I_{22} / +x_{max} $	mm ³
S_{33} (负面)	关于 3 轴的截面模量(y 取负值)	$I_{33} / -y_{max} $	mm ³
S_{22} (负面)	关于 2 轴的截面模量(x 取负值)	$I_{22} / -x_{max} $	mm ³
Z_{33}	关于 3 轴的塑性模量	对关于 3 轴的塑性中和轴的面积矩	mm ³
Z_{22}	关于 2 轴的塑性模量	对关于 2 轴的塑性中和轴的面积矩	mm ³
r_{33}	关于 3 轴的回转半径	$\sqrt{I_{33} / A}$	mm
r_{22}	关于 2 轴的回转半径	$\sqrt{I_{22} / A}$	mm
d_{33pna}	关于 3 轴的塑性中和轴	塑性中和轴两侧面积相等	mm
d_{22pna}	关于 2 轴的塑性中和轴	塑性中和轴两侧面积相等	mm

2. 相关面

当截面为已布筋的混凝土构件时，将激活**相关面**按钮 （即 PMM 曲面），用户也可通过【显示】>【显示相关面】查看截面的相关面。相关面由 PM 曲线组成，程序默认每间隔 15° 绘制一根曲线，共 24 根。用户可通过【设计】>【混凝土框架设计】>【查看/修改首选项】修改相关线和相关点数量（图 2）。相关线/点数量越多，生成的 PMM 曲面越圆滑，用户可根据精度需求自行设置相关线及相关点数量。

混凝土框架设计首选项 - Chinese 2010

选项	参数值
1 设计规范	Chinese 2010
2 多值工况	包络
3 相关线数量	24
4 相关点数量	11

图 2 设计首选项

对上文所述型钢混凝土柱的相关面进行查看，可以看见弹窗中有两种曲线：**设计曲线**和**纤维曲线**，如图 3 所示。

设计曲线基于规范，不同国家的设计规范对混凝土极限压应变、钢筋屈服强度、混凝土受压区等效矩形应力区、截面最大受压承载力等规定不同，所以基于不同规范生成的 PMM 曲面形状不同。如图 4，对上述型钢混凝土柱截面，中美规范 PMM 曲面明显不同。用户可以在【设计】>【混凝土框架设计】>【查看/修改首选项】中调整规范。

纤维曲线是基于材料的本构关系，考虑规范的屈服强度要求，按照纤维网格的划分计算输出。对于程序默认的材料，纤维曲线通常大于设计曲线。此外，纤维网格的划分也会影响到纤维曲线的精度，该部分内容将在下一小节详述。

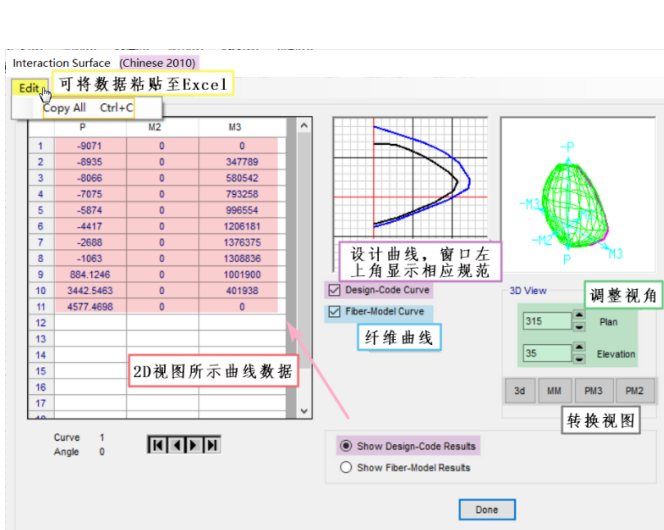


图 3 相关面

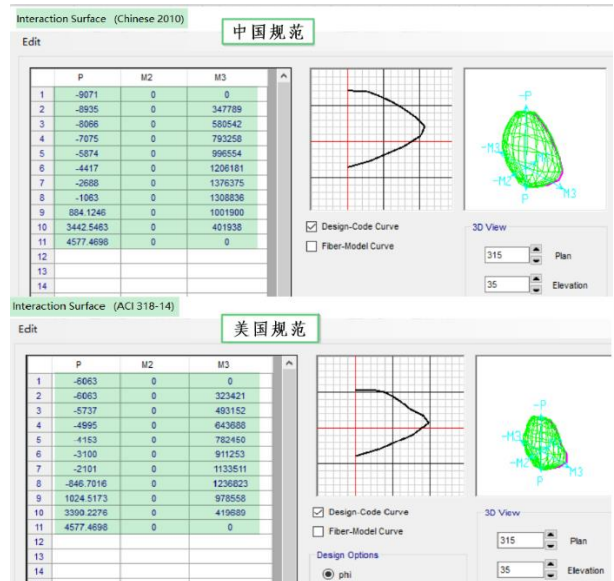


图 4 设计曲线

在图 3 中，左侧的数据表格为 2D 视图图中所示 PM 曲线上的相关点数据。当用户同时勾选了设计曲线与纤维曲线，可通过窗口下方选择需查看的曲线数据。PM 曲线 1 取自 +M3 轴位置，逆时针依次转动一定角度，得到其他 PM 曲线，用户可通过表格下方的三角箭头调整需查看的曲线数据。点击【Edit】>【Copy All】，可将所有曲线数据复制至 Excel 中。

用户可通过 3D 视图下的平面和立面视图调整按钮调整视角。平面表示俯瞰 M2-M3 视图时，从 +M3 轴逆时针绕至注视点的角度；立面表示看 P-M3 视图时，从 +M3 轴逆时针绕至注视点的角度。用户也可通过下方的“3D”、“MM”、“PM3”、“PM2”按钮快速转换视图。

3. 纤维属性

当进行弹塑性分析时，对于 SD 截面的杆件可以直接布置纤维较。程序将自动识别截面中不同位置的材料及本构，生成

相应的较属性。点击【显示】>【显示纤维】，可以查看程序默认生成的纤维属性（图5）（用户也可通过【Edit】>【Copy】将纤维数据复制至Excel），该属性决定了相应的纤维较属性，如图6所示。

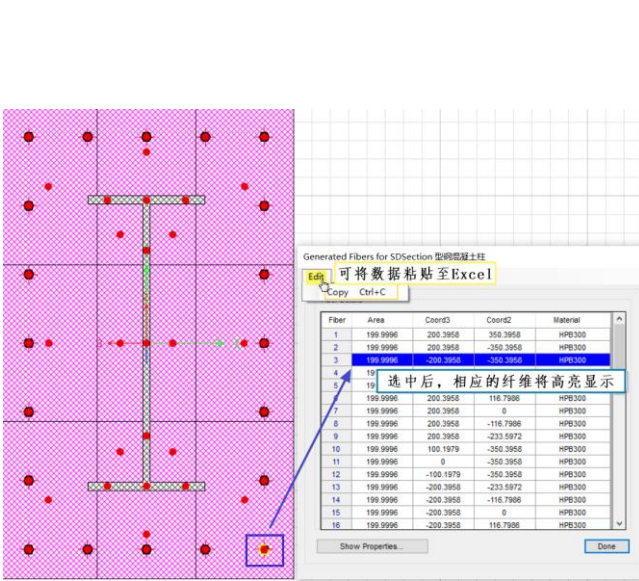


图5 显示纤维布局

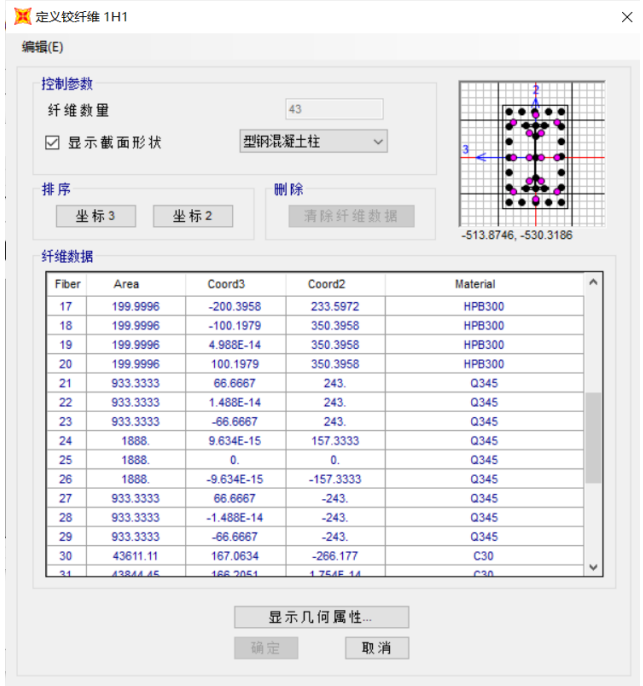


图6 纤维较属性

此外，截面设计器中内置了纤维布局功能。点击【定义】>【纤维布局】，如图7，用户可人为调整纤维布置方案：①纤维网格。网格越密，生成的纤维越多，结果越精细；②网格方向。程序默认沿着局部2、3轴方向划分网格，对于不规则的截面形状，用户可调整网格划分方向，逆时针为正；③网格划分形式。程序默认采用笛卡尔坐标系划分网格，对于圆形截面，用户可勾选采用柱坐标进行网格划分；④钢筋纤维合并。程序默认对每根钢筋单独生成纤维，当截面布筋数量较多时，如多排布筋，会导致纤维数量过多，计算量过大，大大影响了弹塑性分析效率，此时用户可采用钢筋纤维合并选项，对一个纤维网格中的多根钢筋合并，采用一根纤维进行模拟。

用户还可勾选基于纤维生成弯矩-曲率，以得到更精准的分析结果。

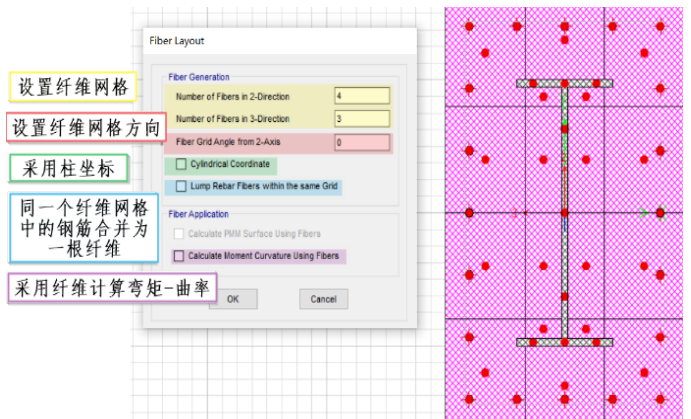


图7 纤维布局

4. 弯矩-曲率曲线

当进行弹塑性分析时，除了上述的纤维较，用户还可使用自定义的塑性较对构件的弹塑性行为进行模拟。塑性较的属性基于SD截面的弯矩-曲率曲线得到。相比于纤维较，塑性较的计算效率更高，但分析结果不如纤维较精确，用户应根据工程需求选择。

如图8所示，点击【显示】>【显示弯矩-曲率曲线】，标题栏中将显示截面可承受的最大压力P(comp.)和拉力(ten.)。可勾选查看通过解析结果求解得到的弯矩-曲率积分曲线，也可查看采用划分的纤维单元得到的弯矩-曲率纤维模型曲线，当两条曲线同时勾选时，可通过右侧的选项勾选当前查看的曲线。将鼠标放在所关心的点，可在右侧的应变图中看见相应的截面应变分布情况、混凝土应变值、钢材应变值等。对比两种曲线，可判断目前截面的纤维网格是否足够精细。图中所示两种曲线相差较小，说明该截面纤维布局较合适，无需重新划分，可得到准确的分析结果。

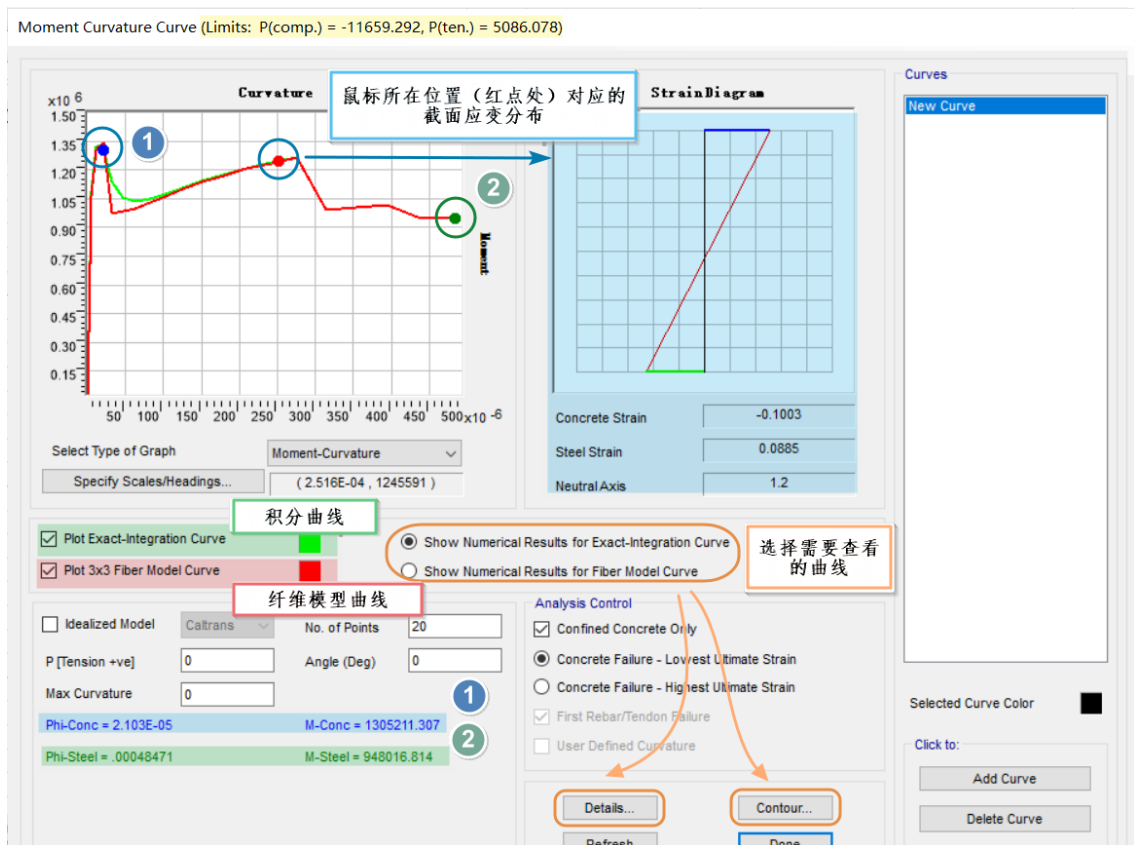


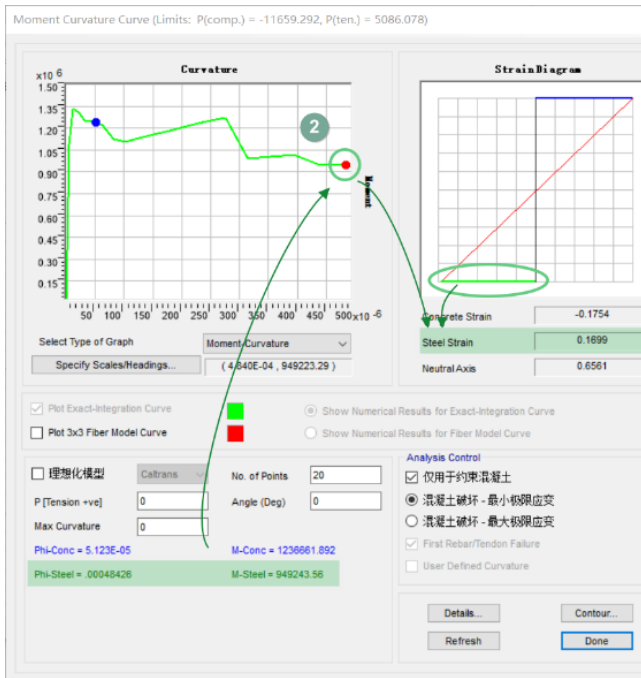
图 8 弯矩-曲率曲线

如图 9 所示，此时未勾选纤维模型曲线，故默认显示积分曲线数据，表示：对于弯矩-曲率积分曲线，混凝土在图中①点达到极限压应变，“Phi-Conc”和“M-Conc”分别表示此时截面对应的曲率与弯矩，此时应变图下方的混凝土应变值与混凝土非线性材料属性定义中的极限应变值对应；钢材在图中②点达到极限拉应变，“Phi-Steel”和“M-Steel”分别表示此时截面对应的曲率与弯矩，此时应变图下方的钢材应变值与钢材非线性材料属性定义中的极限应变值对应。

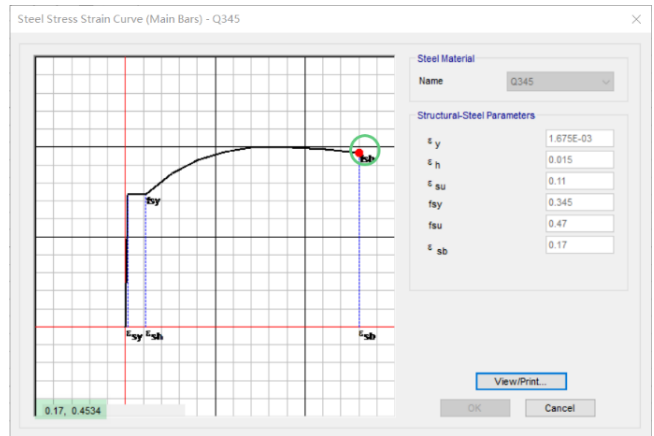


混凝土达到极限压应变

混凝土本构



钢材达到极限拉应变



钢材本构

图9 积分曲线

对于一条曲线，程序默认由 20 个点绘制而成，用户可在 No. of Points 中调整点数量；P[Tension +ve]表示施加于截面上的轴力，拉为正，压为负；Angle(Deg)表示弯矩截面中性轴的方向，该角在局部轴 2-3 面内，0° 为局部-3 轴方向，逆时针为正；输入的轴力及角度值不影响结构分析结果，该功能仅用于帮助用户评估截面的能力；Max curvature 用于调整曲线上显示的最大曲率值。

当勾选“理想化模型”时(图 10)，将激活右侧的 Analysis Control 区域。用户可选择查看基于加州交通局抗震设计规范 (Caltrans)或中国公路桥梁抗震设计细则(JTG/T)选取的理想化模型和理想两折线。图中③点表示第一根钢筋进入屈服，“Phi-yield(Initial)” (C_y) 和 “M-yield” (M_y) 分别表示此时截面对应的曲率与弯矩，该点与钢筋的屈服应变相对应；④点为理想屈服点，对应理想屈服弯矩 M_p 和理想屈服曲率 C_p ，即 Phi-yield(Idealized)， I_{crack} 为开裂惯性矩，计算公式如下：

$$I_{crack} = \frac{M_p}{C_p E} = \frac{M_y}{C_y E}$$

Analysis Control 区域用于控制混凝土和钢筋的失效准则。用户可勾选采用最小或最大极限应变来控制混凝土的失效，控制范围可局限于约束混凝土，也可指定给全部混凝土。默认采用首根钢筋出现屈服来控制钢筋失效，用户也可勾选“User Defined Curvature”，通过指定曲率值来控制钢筋失效。

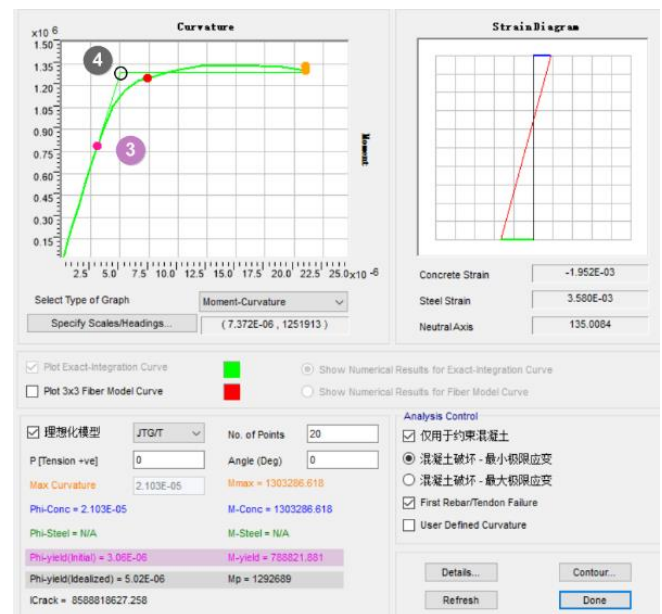


图 10 理想化模型

5. 应力输出

为了便于用户查看截面在纯压、压弯、纯扭等多种内力组合状态下的应力情况，程序内置了应力结果查看选项。如图 11 所示，点击【显示】>【显示应力】，勾选内力类型、输入内力值，视图中的应力云图将实时更新。用户可框选窗口中的部分截面区域，进行局部放大，准确定位截面各位置的应力值。通过这个应力云图，用户无需完成模型的运行分析，便可完成对

该截面承载能力的初步估计。

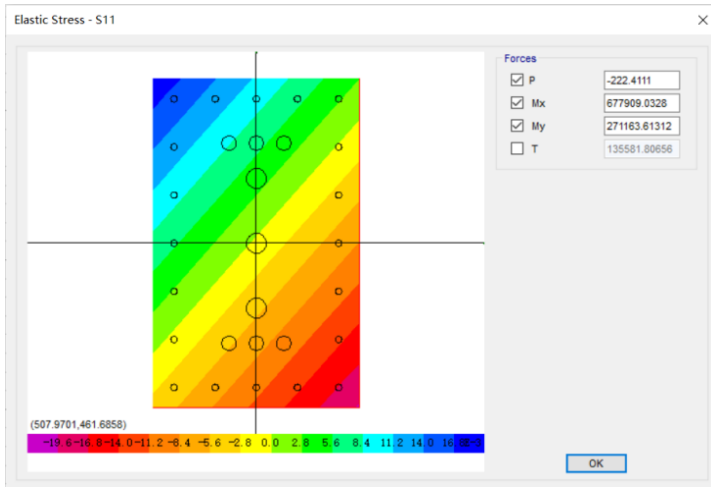


图 11 应力云图

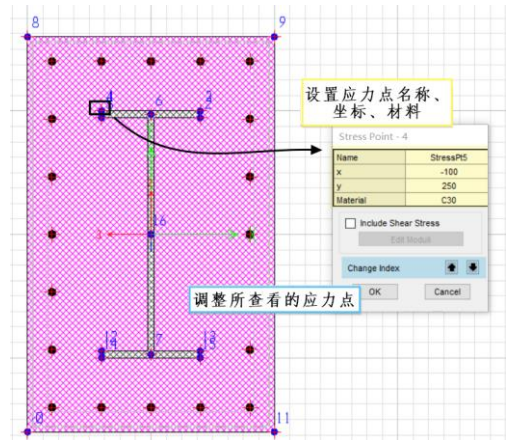


图 12 布置应力点

除了应力云图的查看，用户还可输出截面特定位置的应力值。通过【绘制】>【绘制应力点】，对于所关心的截面位置，点选绘制应力点。在绘制完成后，点击【显示】>【显示应力点】，右键单击各应力点，可对其名称、坐标、材料进行调整。模型分析完成后，便可输出各工况下各应力点的应力结果。图 12 中，该 SD 截面中布置了 16 个应力点，运行分析后，可通过【显示】>【表格】对各点的应力值进行查看（图 13），也可以快速查看最大应力点所在位置。

单位见注释 过滤器:		荷载工况	应力点名称和坐标	各点应力值	Element Stresses - Frames									
Frame Text	Station mm	OutputCase	CaseType Text	Point Text	X2 mm	X3 mm	S11 N/mm2	S12 N/mm2	S13 N/mm2	SMax N/mm2	最大S11应力点		IsS11Max Yes/No	IsS1 Yes/No
1	0	DEAD	LinStatic	1	250	100	-0.068						Yes	
1	0	DEAD	LinStatic	2	236	-100	-0.068						No	
1	0	DEAD	LinStatic	3	250	-100	-0.068						No	
1	0	DEAD	LinStatic	4	250	100	-0.068						No	
1	0	DEAD	LinStatic	5	236	100	-0.068						No	
1	0	DEAD	LinStatic	6	243	1.488E-14	-0.068						No	
1	0	DEAD	LinStatic	7	-243	-1.488E-14	-0.068						No	

图 13 应力结果

6. 小结

本文主要介绍了 SD 截面的截面分析数据的查看与解读：

(1) 通过截面的**几何属性**，用户可了解截面的基本参数；

(2) 通过 **PMM 相关面**，用户可查看截面承载力。对于普通的钢筋混凝土构件，可通过指定规范，查看基于设计规范生成的 PMM 相关面；对于其他类型构件，如型钢混凝土柱、钢管混凝土柱、剪力墙或钢板剪力墙等，可以基于截面纤维生成 PMM 相关面。程序可基于生成的相关面完成构件的设计；

(3) 通过**纤维属性**，用户可查看弹塑性分析时截面的纤维较属性，也可通过调整该参数，提高计算效率。对于较复杂的构件截面，如型钢混凝土异形柱等，建议用户使用纤维较模拟其非线性行为；

(4) 通过**弯矩-曲率曲线**，用户可获取截面的弯矩-曲率关系以及相应的截面应变分布。还可以使用内置规范将弯矩-曲率曲线转化为理想的二折线模型；

(5) 通过**应力输出**，用户可了解截面在各内力组合情况下的应力分布，并可快速定位截面的最不利点。

参考资料

- [1] Roark R J and Young W C. Formulas for Stress and Strain[M]. New York: McGraw-Hill, 1975.
- [2] Computers & Structures Inc., 北京筑信达工程咨询有限公司. CSI 分析参考手册. 2019.
- [3] Computers & Structures Inc. SAP2000 v22.0.0 联机帮助文档. 2020
- [4] 北京筑信达工程咨询有限公司. SAP2000 技术指南及工程应用(上册)[M]. 北京: 人民交通出版社. 2018.

常用的桥梁隔震支座在 CSiBridge 中的实现

筑信达 吕良

近年来隔震支座在我国桥梁工程中的应用逐渐广泛，对桥梁抗震分析也提出了新的要求。如何正确的模拟隔震装置的力学性能直接决定了抗震分析结果的有效性。CSiBridge 继承了 SAP2000 高效稳定的分析内核，能完成各种地震工况的分析。同时软件中内置了多种类型的连接单元，方便工程师来模拟各类桥梁隔震支座。本文将介绍如何在 CSiBridge 中定义各种桥梁中常用的隔震支座。

1 连接单元属性

隔震支座样式繁多，不同的隔震支座在地震荷载作用下的响应也不相同。CSiBridge 中采用不同的连接单元来模拟不同类型的隔震支座。连接单元的定义流程一般为：**构件**选项卡>**连接属性**，点击**新建**，即可打开连接属性数据定义窗口，如图 1 所示。在**属性类型**中可以选择不同类型的连接单元，包括 linear、Rubber Isolator、Plasticity Wen、Friction Pendulum Isolation 等。不同的连接单元类型对应了不同的本构模型，通过对连接单元属性参数的调整，来模拟隔震支座的力学性能。

虽然连接单元的类型不同，但是其属性的定义一般可以分为四个部分，如图 1-a 中四个红框标示的部分。其中红色选框 1 定义了连接单元二阶效应的参数；红色选框 2 定义了连接单元的质量、重量、转动惯量等信息；红色选框 4 中定义的是结构的刚度选项，其参数含义可查看筑信达知识库文章《[连接单元刚度选项设置](#)》。这三部分的参数均可保持用默认值，用户也可以依据具体工程情况做一些修改。连接单元最主要的参数为红色选框 3 中的连接属性的定义，该部分的参数直接决定了支座的性能，也是本文介绍的重点。

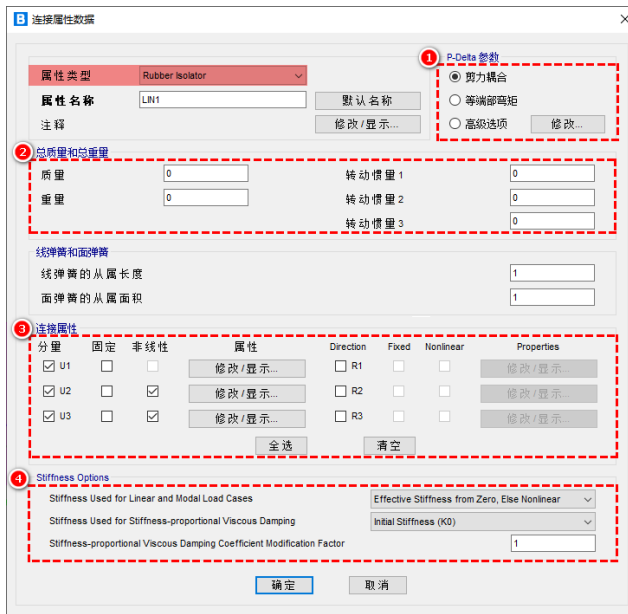


图 1-a 连接属性定义窗口

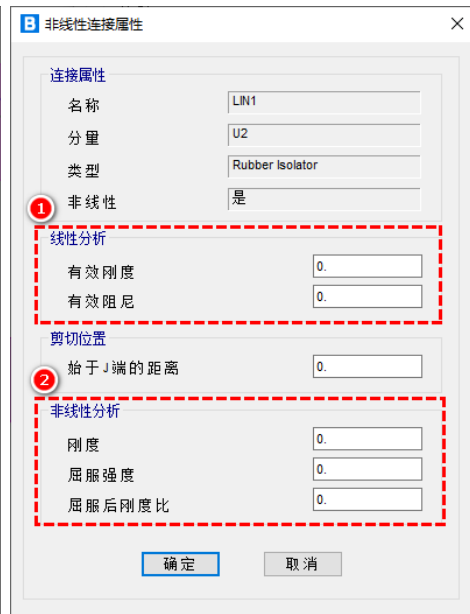


图 1-b 非线性连接属性定义窗口

隔震支座一般主要关注的是其竖向承载能力和水平方向的剪切变形能力，因此连接单元需要定义的自由度一般为三个方向的平动自由度 U1、U2、U3，即红色选框 3 中的内容。其中 U1 表示支座的轴向方向，隔震支座轴向方向刚度一般较大，多采用线性弹簧模拟。U2 和 U3 表示的是支座的两个水平方向，这两个方向的恢复力模型及定义方式一般也相同。

抗震分析类型包括线性分析和非线性分析，相应地连接单元需要定义线性属性和非线性属性，在不同的分析类型下，连接单元使用相应的属性反应其力学性能。图 1-a 中红框 3 内激活 U2 方向的非线性属性后，会弹出 U2 方向的属性定义窗口，这里会有两部分的属性需要定义，**线性分析**和**非线性分析**，如图 1-b 所示。对于线性分析，如反应谱分析，程序会调用此处定义的“线性分析”属性，即使用这里定义的有效刚度和有效阻尼。有效刚度仅用于线性分析当中，有效阻尼则体现在线性分析中隔震支座的能量耗散能力，这与隔震支座的剪切应变相关。对于“非线性分析”属性，程序会通过非线性属性中的参

数确定结构在不同时刻的刚度及阻尼情况。不同的类型的隔震支座其本构模型不同，接下来结合具体的支座类型来介绍如何在 CSiBridge 定义相应的连接单元。

2 橡胶隔震装置

橡胶隔震技术是目前研究最成熟、应用最广泛的一种隔震技术。橡胶支座具有竖向承载力大、水平变形弹性性能好等特点。铅芯橡胶支座和高阻尼橡胶支座同时还具有消能能力强且造价相对较低的特点，使其成为理想的隔震装置。

2.1 板式橡胶支座

分层橡胶支座由薄橡胶片与钢板相互交错叠置数层而成，上下有翼缘，支座平面形状多为圆形或矩形。图 2-a 即为矩形板式橡胶支座。大量试验结果表明，板式橡胶支座叠层橡胶内部的薄钢板对橡胶横向变形的约束作用能大大提高支座的竖向刚度，但并不影响橡胶层的剪切变形刚度，其剪力—位移滞回曲线呈狭长形，如图 3-a 中虚线所示，可近似作线性处理^[1]。

在设计范围内，不考虑板式橡胶支座的滑动时，其水平刚度受其他因素影响较小。依据《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01—2008)^[2]第 6.3.7 条“抗震分析时应考虑支座的影响。板式橡胶支座可用线性弹簧单元模拟”，直接采用如图 2-b 所示的线性模拟即可，对应 CSiBridge 的 linear 单元。linear 单元为线性单元，在线性分析和非线性分析中其刚度均保持不变，因此确定板式橡胶支座线性刚度后，其非线性刚度也就确定了。

在考虑支座滑移后，由于板式橡胶支座在滑动后无任何恢复力机制，屈服后剪切刚度会发生变化。因此有些工程师会采用双线性分析模型模拟板式橡胶支座的滑移性能，这里不做详细介绍。

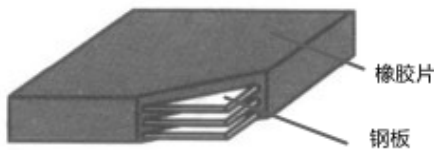


图 2-a 矩形板式橡胶支座

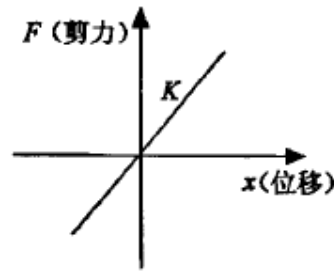


图 2-b 板式橡胶支座线性模型

2.2 铅芯橡胶支座

分层橡胶支座的主要缺点是阻尼很小，在较低水平力作用下（如制动力等），由于支座较柔，支座变形也可能较大。在分层橡胶支座中插入铅芯后，铅芯能提供在地震下的耗能和静力荷载下所需的屈服强度与刚度。在较低水平力作用下，具有较高的初始刚度，变形较小。在地震作用下，由于铅芯的屈服，一方面消耗地震能量，另一方面刚度降低，达到延长结构周期的目的。因此，铅芯橡胶支座(LRB)是目前桥梁减、隔震设计中用的较多的一种支座^[1]。

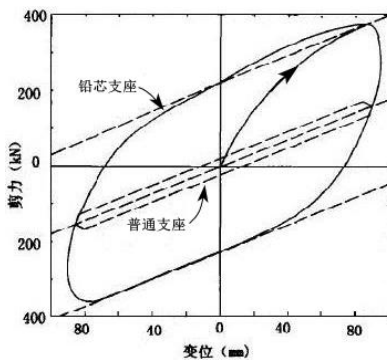


图 3-a 双轴剪切变形的滞回隔震器属性

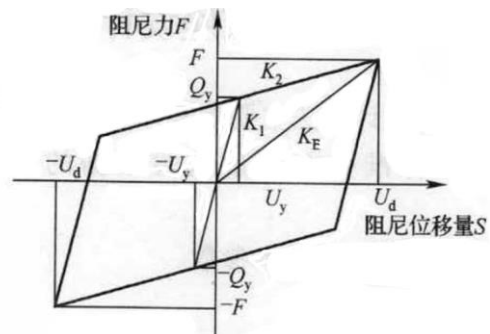


图 3-b 铅芯橡胶支座双线性恢复力模型

铅芯橡胶支座具有很大的竖向 (U1 方向) 刚度，是水平刚度的 500~1500 倍。其竖向恢复力模型一般采用线弹性模型，因此轴向 (U1 方向) 只考虑线性刚度。

由于铅芯的存在，铅芯橡胶支座在水平方向表现出明显的弹性特，其滞回曲线如图 3-a 中实线所示。计算时，一般假定铅芯橡胶支座的滞回性能符合双线性模型，如图 3-b 所示。采用屈服前刚度 K_1 、屈服后刚度 K_2 、和屈服强度 Q_y 作为铅芯橡



胶支座的力学控制参数，两个水平方向恢复力模型相同。CSiBridge 中一般通过 Rubber Isolator 非线性连接单元来模拟铅芯橡胶支座。这里主要介绍其连接属性的定义，其余属性参数的定义请查看第一小节的内容。

表 1 J4Q 矩形铅芯隔震橡胶支座参数

支座平面尺寸 $a \times b$ (mm × mm)	承载力 (kN)	位移量 (mm)	支座高度 h (mm)	组装后高度 H (mm)	外连接钢板 $A \times B$ (mm × mm)	螺栓间距 $n_a \times l_{a1} (=l_a)$ $n_b \times l_{b1} (=l_b)$ (mm)	螺栓规格	锚固长度 L (mm)	铅芯屈服力 (kN)	剪切弹性模量 G (MPa)	屈服前刚度 (kN/mm)	屈服后刚度 (kN/mm)	水平等效刚度 K_{Bm} (kN/mm)	等效阻尼比 h_{Bm} (%)
300 × 420	1 000	± 50	137	177	380 × 500	1 × 330 (= 330) 1 × 450 (= 450)	M16	250	67	0.8	5.4	0.8	1.4	22.3
		± 50	137	177						1	7.4	1.1	1.8	18.9
		± 50	137	177						1.2	9.3	1.4	2.0	16.3

这里以《公路桥梁铅芯隔震橡胶支座》(JT/T 822-2011) [3]中的 J4Q 矩形铅芯橡胶支座为例，其具体参数如上图所示。对于铅芯橡胶支座，一般需要定义的三个方向的平动自由度 U1、U2、U3。铅芯橡胶支座的轴向 U1 方向，恢复力模型一般采用线弹性模型。因此在其连接属性中，仅需要定义 U1 方向的有效刚度和有效阻尼，如图 4-a 所示。其竖向刚度可以取 500kN/mm，有效阻尼可保持默认值 0。

对于 U2 和 U3 方向属性均采用的是双线性模型模拟，因此在连接属性中需包含两部分：线性分析和非线性分析。两个水平方向的定义方式相同，这里以 U2 方向为例。“线性分析”中需要定义的有有效刚度、有效阻尼。依据上述表格，可知有效刚度可以取水平等效刚度 1.4kN/mm，有效阻尼与剪切应变相关，这里填 0。对于非线性分析，依据上述表格，该选项中刚度应该取屈服刚度 5.4kN/mm，屈服强度取铅芯屈服力 67kN，屈服后刚度比为 0.8/5.4=0.14814，具体如图 4-b 所示。



图 4-a U1 方向非线性连接属性

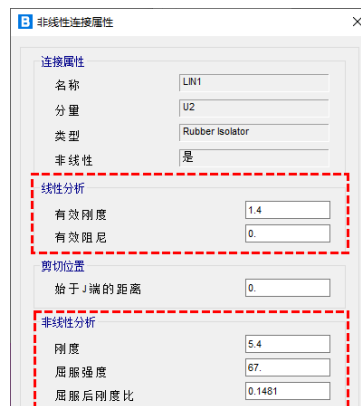


图 4-b U2 方向非线性连接属性

2.3 高阻尼橡胶支座

高阻尼橡胶支座是在橡胶中加入添加剂而提高橡胶的阻尼耗能能力，其形状及构造与天然橡胶支座相同。但该橡胶材料黏性大，自身可以吸收能量，滞回曲线如图 5-a 所示。高阻尼橡胶支座滞回环的面积较大，有较大的耗能能力。从滞回曲线可见，该支座在变形较小时就表现为非线性，而且其非线性属性与反复次数、变形大小和位移历程均有关。工程中为简化计算，更多的是采用经过简化的等效线性模型以及等效双线性模型来模拟高阻尼橡胶支座的性能[1]。

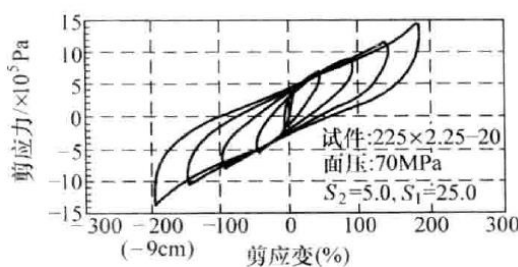


图 5-a 高阻尼橡胶支座滞回曲线

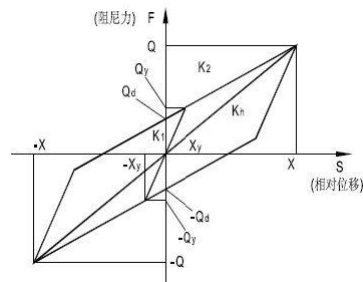


图 5-b 高阻尼隔震橡胶支座力学模型

根据规范《公路桥梁高阻尼隔震橡胶支座》(JT/T 842-2012) [4]附录 A.4.2 条，高阻尼橡胶支座可以采用如图 5-b 所示的



双线性恢复力模型进行分析计算。比较图 5-b 及图 3-b 可以发现，高阻尼橡胶支座采用双向性恢复力模型时与铅芯橡胶支座的恢复力模型相同，即都可以采用 Rubber Isolator 非线性连接单元来模拟，因此两种支座的参数输入方式也相同。这里以规范《公路桥梁高阻尼隔震橡胶支座》(JT/T 842-2012) [4]页附录表 B.1 中的高阻尼橡胶支座为例，其参数如表 2 所示，对照该表格定义各个方向的连接属性。其中图 6-a 表示 U1 方向的性连接属性，图 6-b 表示 U2 方向连接属性。

表 2 高阻尼隔震橡胶支座参数

序号	规格尺寸 d (mm)	承载力 P_n (kN)	剪切模量 G (MPa)	支座总高 h (mm)	设计位移 X_0 (mm)	容许位移 X_1 (mm)	极限位移 X_2 (mm)	单层橡胶厚度 t_1 (mm)	加劲钢板厚度 t_2 (mm)	封层钢板厚度 t_3 (mm)	预埋钢板厚度 t_4 (mm)	支座钢板厚度 t_5 (mm)	预埋钢板尺寸 A (mm)	设计容许转角 θ (rad)	水平屈服力 Q_s (kN)	初始水平刚度 K_1 (kN/mm)	屈服后水平刚度 K_2 (kN/mm)	水平等效刚度 K_e (kN/mm)	竖向压缩刚度 K_v (kN/mm)	等效阻尼比 ξ (%)
6	395	1317	0.8	167	63	157	220	7	3	20	20	440	460	0.0093	45	6.77	1.04	1.39	579	15
			1.0	177	70	175	245					450	470	0.0083	57	7.64	1.18	1.57	652	15
			1.2	187	77	192	269					450	470	0.0076	74	10.44	1.23	1.71	711	17



图 6-a U1 方向非线性连接属性



图 6-b U2 方向非线性连接属性

实际工程一般常采用规范中推荐的双线性模型来模拟高阻尼隔震橡胶支座的力学性能，但是采用该方法模拟时会过于简单，对于某些情况可能与实际情况有较大的差别。在 CSiBridge 中还可以直接通过 High Damping Rubber Isolator 非线性连接单元来定义高阻尼橡胶隔震支座的属性。该连接单元基于 N. Masaki, T. Mori, N.Murota, K.Kasai 所提出的本构模型。该本构模型将一个弹性弹簧与多个滞回弹簧并联方式来考虑高阻尼橡胶隔震支座水平方向的力学性能，可通过调整弹性弹簧参数和滞回弹簧的参数来模拟各种滞回曲线。其模拟结果也更符合高阻尼橡胶隔震支座的性能，有兴趣的工程师可参考软件自带的《CSI 分析参考手册》[5]第十五章的相关内容。

3 摩擦隔震装置

3.1 摩擦滑移隔震支座

摩擦滑移隔震体系是采用摩擦滑移层为隔震层的隔震体系，主要依靠滑移层的水平滑动隔绝地震作用。该类型支座利用不锈钢与聚四氟乙烯材料之间相对低的滑动摩擦系数制成，也称为聚四氟乙烯滑板支座。常规的摩擦滑移隔震支座包含滑板支座和活动盆式支座，这两种的支座的定义方式相同。

依据《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01 2008) [2]第 6.3.7 条“抗震分析时应考虑支座的影响。板式橡胶支座可用线性弹簧单元模拟；活动盆式支座可用双线性理想弹塑性弹簧单元模拟”。其恢复力模型如图 7-a 所示。在 CSiBridge 中一般通过 Wen 塑性属性(Wen Plasticity Property)连接单元来模拟该支座的非线性属性。单轴变形的 Wen 塑性属性如图 7-b 所示。关于其参数的详细定义可查看筑信达知识库文档《[盆式橡胶支座相关参数定义](#)》，这里不再重复介绍。

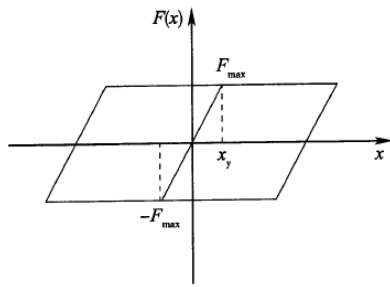


图 7-a 活动盆式支座恢复力模型

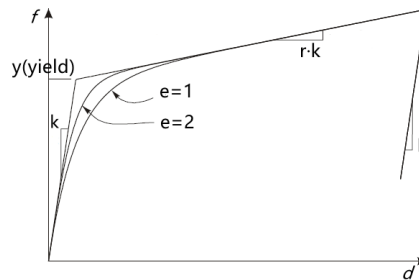


图 7-b Wen 塑性属性参数定义

3.2 摩擦摆隔震支座

摩擦摆隔震支座(Friction Pendulum Isolation, FPI) 克服了纯摩擦隔震系统不能复位的缺点, 将滑动支座和钟摆的概念相结合构成的一种隔震装置。其滑动面是曲面, 通过结构自重提供所需的自复位能力, 帮助上部结构回到原来的位置; 利用一个简单的钟摆机理延长结构的自振周期。图 8-a 为其构造简图, 它包括一个具有球形曲面的滑块和球形铸钢滑动曲面。铸钢曲面与滑块曲面具有相同的曲率半径, 在竖向荷载作用下, 曲面压应力均匀。支座可以在任何方向滑动, 其尺寸主要由最大设计位移控制^[1]。

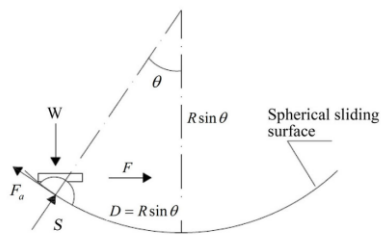


图 8-a 摩擦摆系统模型示意图

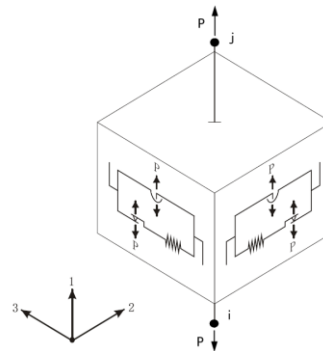


图 8-b 双轴摩擦摆模型

CSiBridge 中通过 Friction isolation 连接单元来模拟 FPI, 其等效力学模型如图 8-b 所示。摩擦摆支座在轴向 U1 方向 (只能承受轴压力, 不能承受轴拉力, 类似于缝单元。在水平方向上通过将摩擦元和摆元并联, 来考虑支座的剪切变形。其中摩擦力大小与轴力、摩擦系数、速度及速率参数 (用于描述摩擦系数随滑移速度变化的关系) 相关, 摆力与轴力、水平位移、曲面半径相关。剪切力等于摩擦力加摆力。

表 3 摩擦摆支座参数

支座型号	摩擦面曲率半径	静摩擦系数	动摩擦系数		支座滑动位移 /mm	竖向等效刚度 kN/m	水平等效刚度 kN/m	等效阻尼比 s/m	滑动前刚度 kN/m	摩擦系数变化参数 s/m
			慢速	快速						
FPS-XXX	4.5	0.03	0.085	0.06	200	1×10^7	2977.8	0.26	1200	20

以某型号摩擦摆隔震支座为例, 其具体参数如上表 3 中所示, 简要说明如何在 CSiBridge 中定义该支座各个方向的连接属性。摩擦摆隔震支座 U1 方向仅能承受压力, 在线性分析和非线性分析时其刚度不变, 因此线性属性中的有效刚度和非线性属性的刚度均为竖向等效刚度 $1 \times 10^7 \text{ kN/m}$ 。为了减轻在分析中可能存在的数值振荡问题, 程序引入了参数“阻尼系数”。该参数一般保持默认值 0, 关于该系数详细解释可参考《CSI 分析参考手册》^[5]第十五章的相关内容。在水平方向, 以 U2 方向为例, 线性分析中的有效刚度将取表格中的水平等效刚度 2977.78 kN/m。而非线性分析中刚度表示的支座滑移前的刚度, 这里为 1200 kN/m。其余的参数依据与表 3 中的参数一一对应, 直接填写即可, 具体填入参数如下图所示。



图 9-a U1 方向非线性连接属性



图 9-b U2 方向非线性连接属性

另外，除了常规的摩擦摆隔震支座，还可以很方便的定义其他类型的摩擦摆隔震支座。如抗拔摩擦摆隔震支座和三重摩擦摆隔震支座。常规摩擦摆隔震支座是以接触为基础的，无法承受拉力。而抗拔摩擦摆隔震支座既可承受拉力也可承受压力，能抑制设备的隆起，在各种工况下能更有效的使地震力沿结构的主方向传递。在某些条件下能有效地限制桥梁结构沿横向及纵向的位移^[6]，其结构示意图 10-a 所示。在 CSiBridge 中可以通过 Double-Acting Friction-Pendulum Isolator 非线性连接单元来模拟。

三重摩擦摆隔震支座（Triple Friction Pendulum Bearing TFPB）克服了摩擦单摆支座的初始刚度往往较大，从初始刚度到第二刚度过度时会有一个跳跃的问题，并且具有良好的耗能能力和足够的水平位移，在不同水准地震作用下表现出不同刚度和阻尼的自适应性，在工程中的应用也逐渐广泛^[6]。其结构示意图如图 10-b 所示，CSiBridge 中可直接通过 Triple Pendulum Isolator 非线性连接单元来模拟。

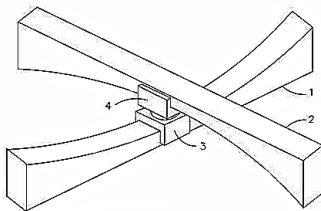


图 10-a 抗拔摩擦摆隔震支座

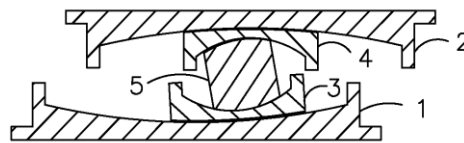


图 10-b 三重摩擦摆隔震支座

4 总结

CSiBridge 中连接单元类型丰富，覆盖了工程中常用的各类隔震支座。不同的隔震支座适用范围不同，力学性能差异较大，需采用不同类型的连接单元来模拟，其背后的理论及假设都有所不同。用户必须在了解隔震连接单元基本原理及软件相关设置的条件后才能保证分析设计的正确性。关于各类连接单元的详细介绍用户可以查看软件自带的《CSI 分析参考手册》^[5]。

参考资料

- [1] 庄军生. 桥梁减震、隔震支座和装置[M]. 中国铁道出版社, 2012.
- [2] 公路桥梁抗震设计细则: JTG/T B02-01-2008[S]. 人民交通出版社, 2008
- [3] 公路桥梁铅芯隔震橡胶支座: JT/T 822-2011 [S]. 人民交通出版社, 2012
- [4] 公路桥梁高阻尼隔震橡胶支座: JT/T 842-2012[S]. 人民交通出版社, 2012
- [5] Computers & Structures Inc., 北京筑信达工程咨询有限公司. CSI 分析参考手册. 2019.
- [6] 龚健, 周云. 摩擦摆隔震技术研究和应用的回顾与前瞻(I)——摩擦摆隔震支座的类型与性能[J]. 工程抗震与加固改造, 2010(03):4-13.

基于美标的焊缝承载力计算

筑信达 张志国

目前，IDEA 支持基于美标 AISC、欧标 EN、加拿大规范 CISC、澳大利亚规范 AS、俄罗斯规范 SP 以及国标 GB 的钢结构节点校核，具体包括：板件校核、焊缝校核、螺栓或锚栓校核以及柱脚节点的混凝土校核。为了让广大用户深入学习和理解关于钢结构节点校核的更多细节，本文将重点介绍基于美标 AISC 360-16 的焊缝承载力在 IDEA 中的具体计算方法。关于其它组件（如螺栓、锚栓、混凝土等）或规范（如 EN、CISC、AS 等）的钢结构节点校核，请读者参阅《筑信达技术通讯》中刊载的往期文章或关注本期刊的后续文章。

美标 AISC 360-16 支持分项系数设计法（LRFD）和允许应力设计法（ASD）两种设计方法，前者的承载力设计值 ϕR_n 中包含分项系数 ϕ ，后者的允许承载力 R_n/Ω 中包含安全系数 Ω ，用户可根据需要选择具体采用的设计方法，也可以在 IDEA 的设置选项中修改上述分项系数和安全系数的默认值。本文将在后续内容中分别介绍上述两种设计方法在基于美标的焊缝承载力计算中的具体应用。

1 焊缝应力

关于焊缝在有限元模型中的模拟方法，某些有限元软件采用 MPC 约束，即：多点约束（Multi-Point Constraint）。该方法基于拉格朗日算法，利用力与变形之间的约束方程在板件之间传递荷载。MPC 法的优点在于利用板件间有限元节点的绑定可以匹配不同密度的有限元网格，具有一定的灵活性和适用性。但是，MPC 法由于无法考虑焊缝的刚度和弹塑性，往往导致显著的应力集中现象。因此，板件端部、拐角或凹槽处的应力峰值往往控制着整条焊缝的承载力，即使采用平均化或插值处理来削减应力峰值，焊缝整体的应力分布仍偏于保守。

为了避免上述应力峰值对焊缝承载力的不利影响，IDEA 在相邻板件间添加一种特殊的弹塑性单元来模拟焊缝。该弹塑性单元采用基于 Von Mises 屈服准则的率无关的理想塑性模型（极限塑性应变为 5%），忽略施焊过程中产生的残余应力和焊缝变形。同时，该弹塑性单元可以准确考虑焊缝的计算厚度、位置和方向，焊缝应力沿轴向的塑性重分布也可以有效避免应力集中现象。

综上，IDEA 采用的弹塑性焊缝单元可以根据焊缝的刚度及弹塑性属性计算焊缝应力，无需进行应力插值或平均化处理。因此，采用该方法计算的最大焊缝应力可直接用于焊缝的承载力校核。

2 角焊缝的承载力

$$\phi=0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega=2.00 \text{ (ASD)}$$

$$R_n = F_{mw} A_{we} \quad \text{(AISC 360-16 J2-4)}$$

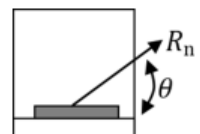
$$F_{mw} = 0.60 F_{EXX} (1.0 + 0.5 \sin^{1.5} \theta) \quad \text{(AISC 360-16 J2-4)}$$

其中， A_{we} —焊缝有效面积，即：焊缝单元的长度与计算厚度的乘积，计算厚度等于 0.7 倍的焊脚尺寸。

F_{nw} —焊缝强度，具体取值与焊条强度 F_{EXX} 以及焊缝单元的内力方向 θ 有关。

F_{EXX} —焊条强度，具体取值可查阅 AWS（American Welding Society）规范。

θ —焊缝单元的内力与焊缝纵轴之间的夹角，如右图所示。



可以看出，美标 AISC 采用焊缝单元的内力进行承载力校核，同时根据内力方向调整焊缝强度的取值。焊缝单元的长度和数量与相邻板件的网格划分密度有关，IDEA 以承载比最大的焊缝单元作为整条焊缝失效的判断标准。这一点与欧标 EN 和国标 GB 有所不同，后两者均采用焊缝有效截面的折算应力 $\sigma_{w,Ed}$ 和正应力 σ_{\perp} 进行承载力校核。虽然美标 AISC 并未严格区分焊缝有效截面的各种应力分量（如 σ_{\perp} 、 τ_{\perp} 、 τ_{\parallel} ），但上述 θ 角与焊缝单元的内力分量（如拉力、压力、剪力）密切相关，同样可以考虑复杂的空间受力状态。典型的角焊缝承载力校核如下所示：

Weld resistance check (AISC 360-16: J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} = 81.6 \text{ kN} \geq F_n = 58.8 \text{ kN}$$

Where:

$F_{nw} = 424.0 \text{ MPa}$ – nominal stress of weld material:

- $F_{nw} = 0.6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin^{1.5}\theta)$, where:
 - $F_{EXX} = 482.6 \text{ MPa}$ – electrode classification number, i.e. minimum specified tensile strength
 - $\theta = 72.2^\circ$ – angle of loading measured from the weld longitudinal axis

$A_{we} = 257 \text{ mm}^2$ – effective area of weld critical element

$\phi = 0.75$ – resistance factor for welded connections

除焊缝自身的承载力校核之外，美标 AISC 还可以考虑母材熔合面的受拉或受剪破坏，以焊缝承载力和母材承载力的较小者计算控制承载比。默认情况下，IDEA 不考虑母材的承载力校核；如有需要，用户可在设置选项中勾选【熔合面的母材承载力】复选框。如下所示，母材承载力的计算无需考虑焊缝强度，但与钢材强度密切相关。

$$R_n = F_{nBM} A_{BM} \quad (\text{AISC 360-16 J2-2})$$

其中， A_{BM} —母材与焊缝之间熔合面的面积，即：焊缝单元的长度与 $\sqrt{2}$ 倍计算厚度的乘积， $A_{BM} = \sqrt{2} A_{we}$ 。

$F_{nBM} = 0.6 F_u$ —母材的熔合面强度，具体取值与钢材牌号有关，用户可在 IDEA 的材料列表中查看钢材的抗拉强度 F_u 。

Base metal capacity check (AISC 360-16: J2-2)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nBM} \cdot A_{BM} = 65.3 \text{ kN} \geq F_n = 58.8 \text{ kN}$$

Where:

$F_{nBM} = 240.0 \text{ MPa}$ – nominal stress of the base metal:

- $F_{nBM} = 0.6 \cdot F_u$, where:
 - $F_u = 400.0 \text{ MPa}$ – tensile strength of the connected material

$A_{BM} = 363 \text{ mm}^2$ – cross-sectional area of base metal:

- $A_{BM} = A_{we} \cdot \sqrt{2}$, where:
 - $A_{we} = 257 \text{ mm}^2$ – effective area of weld critical element

$\phi = 0.75$ – resistance factor for welded connections

3 对接焊缝的承载力

IDEA 中的对接焊缝均为全熔透对接焊缝，承载力与母材相同，故无需进行承载力校核。

4 小结

本文详细介绍了 IDEA 中基于美标 AISC 的角焊缝承载力校核，具体包括：焊缝应力、角焊缝承载力计算、母材熔合面承载力计算。希望以上内容可以帮助众多的 IDEA 用户或爱好者更加深入地理解和应用此软件，以期解决实际工程中遇到的有关美标的钢结构节点设计与校核问题。

基于 UBC3D-PLM 本构模型的砂土液化分析

筑信达 郭晓通

地震作用下，饱和砂土在振动作用下有颗粒移动和致密化趋势。由于孔隙水短时间内无法排出，土体内孔隙水压力急剧上升。当孔隙水压力等于总应力值时，有效应力下降为零，土体即发生液化。此时砂土颗粒处于悬浮状态，完全丧失承载力，造成建筑物大量沉陷和倒塌。

目前，研究砂土液化的方法主要有现场震害调查及经验方法、室内试验方法、数值模拟方法等。通常情况下，精确的场地响应分析需要对岩土体进行较深入的调查，例如：场地原位试验、循环三轴试验、循环直剪试验、共振柱试验等。PLAXIS 中的 UBC3D-PLM 本构模型可用于描述饱和砂土在循环荷载作用下的力学性能以及砂土的液化行为。该本构模型的输入参数主要基于常规的剪切试验和标准贯入试验，在保持计算精度的同时，用户也便于收集数据和工程应用。

1. UBC3D-PLM 本构模型

UBC3D-PLM 是 PLAXIS 在 UBCSAND 模型的基础上进一步改进后的本构模型。基于原始的邓肯-张模型，UBCSAND 是在经典塑性理论中建立的具有双曲应变硬化准则的二维本构模型。UBC3D-PLM 在此基础上扩展至广义的三维主应力空间。

1.1 弹塑性行为和硬化准则

UBC3D-PLM 模型中包含了对土体的非线性弹性行为的描述，主要由弹性体积模量 K 和弹性剪切模量 G 来定义。 K 和 G 的值主要受用户输入的弹性体积模量因子和弹性剪切模量因子等参数控制。

UBC3D-PLM 模型包含两个屈服面，在三维主应力空间中，UBC3D-PLM 模型使用莫尔-库伦屈服面进行初次加载，使用一个具有运动硬化准则的屈服面进行二次加载。模型中的硬化准则基于应变硬化原理（类似于硬化土模型），将运动摩擦角与给定应力下的塑性剪切应变联系起来，以控制塑性应变的数量和抗剪强度结果。初次加载过程中的塑性剪切模量因子与用户输入的参数相同，二次加载过程中的塑性剪切模量因子是加载过程中循环次数的函数，保证土体从初始状态到液化状态的平稳过渡。此外，为了保持偏应力平面上应力-应变同轴的假设，UBC3D-PLM 本构模型在其初始屈服面中采用了一种基于 Drucker-Prager 准则的修正的非相关塑性势函数作为流动准则。

关于该本构模型理论的详细介绍，请读者参阅《PLAXIS 材料模型手册》第八章内容。

1.2 主要参数及取值

UBC3D-PLM 模型中的主要参数如下，其中 $(N_1)_{60}$ 为修正的标贯击数。

刚度参数：

k_G^{*e} ：弹性剪切模量因子	$21.7 \times 20 \times (N_1)_{60}^{0.3333}$
k_B^{*e} ：弹性体积模量因子	$k_B^{*e} = 0.7 k_G^{*e}$
k_G^{*p} ：塑性剪切模量因子	$k_G^{*e} \times (N_1)_{60}^2 \times 0.003 + 100$
me：弹性体积模量的应力依赖性	(0-1) 推荐值 0.5
ne：弹性剪切模量的应力依赖性	(0-1) 推荐值 0.5
np：塑性剪切模量的应力依赖性	(0-1) 推荐值 0.4

P_{ref} ：参考压力 默认为 100

强度参数：

ϕ_{cv} ：定容摩擦角	土工试验结果
ϕ_p ：峰值摩擦角	土工试验结果

高级参数:	c : 黏聚力	土工试验结果
	σ_t : 抗拉强度	一般为 0
	R_f : 破坏比	$1.1(N_1)_{60}^{-0.15}$
	f_{dens} : 放大系数	推荐值为 1
	f_{Epost} : 后液化因子	推荐值 0.2-1
	σ_t : 抗拉强度	一般为 0

1.3 液化判别及注意事项

PLAXIS 在 UBC3D-PLM 本构模型的结果输出中, 提供了竖向有效应力的超静孔隙水压力比 r_{u,σ_v} 和平均有效应力的超静孔隙水压力比 $r_{u,p}$ 等计算结果, 如图 1.1 所示。在某些砂土液化的研究中, 以上述两个参数来定义液化标准。在 PLAXIS 的液化区域判别中, 以孔隙水压力比 R_u 的值作为液化判别标准, PLAXIS 定义 $R_u > 0.95$ 的点为液化点, 用户也可以通过查看塑性点分布来查看液化范围, 紫色倒三角形显示的点即为液化点。

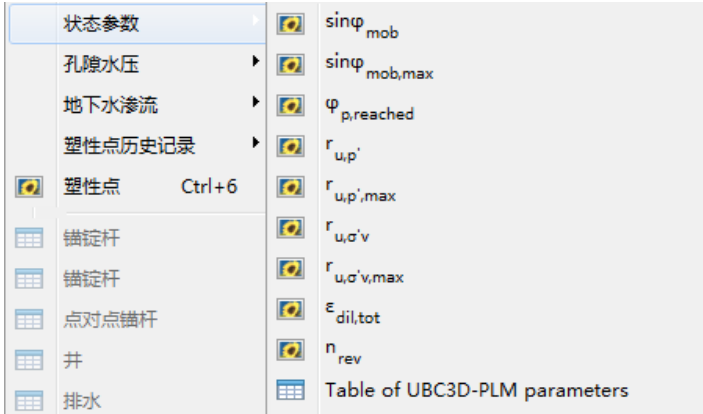


图 1.1 动力计算中土层的状态参数

在使用 UBC3D-PLM 本构模型时, 首先应注意, 土体参数中的排水类型应选择“不排水 A” (如图 1.2 所示), 以瑞利阻尼定义土体的初始阻尼特性。此外, UBC3D-PLM 模型主要用于模拟动力条件下土体的响应, 并不适用于静力分析, 尤其需注意的是初始应力状态不推荐使用重力加载的方式。

名称	1
材料模型	UBC3D-PLM
排水类型	不排水 (A)
颜色	RGB 230, 181, 132
注释	

图 1.2 土的排水类型

2、场地液化分析实例

2.1 模型概述及分析流程

图 2.1 所示为一土石坝场地模型, 坝体由土石混合料组成, 地基土共分为四层, 从上至下分别为粉砂、细砂、粉质黏土、中砂, 厚度分别为 2m、16.5m、17.5m、5m。不考虑坝前蓄水状态, 地下水埋深为 0m, 区域地震动峰值加速度为 0.5g。三层砂土均采用 UBC3D-PLM 本构模型, 修正的标贯击数分别为 5.5、15、45。根据标贯击数值大致推断, 第一层砂土中有可能发生液化。粉质黏土采用土体硬化本构模型, 土石坝采用摩尔-库伦本构模型。根据修正的标贯击数和土工试验结果来进行各

土层参数的输入。

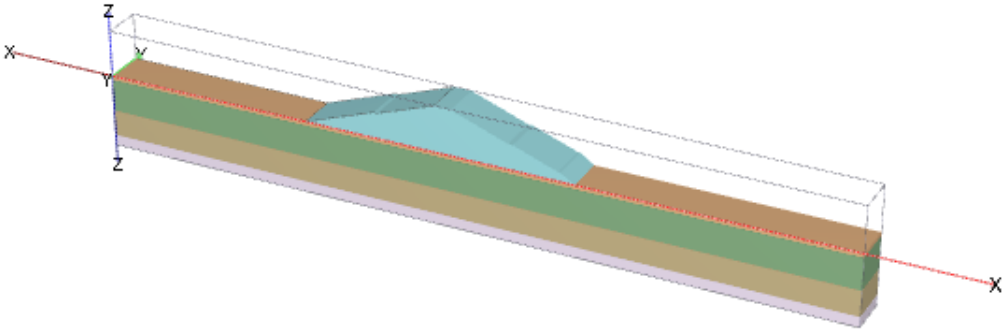


图 2.1 土石坝场地模型图

模型底部添加指定面位移来模拟地震作用，位移乘子类型选择为加速度，考虑水平和竖向地震作用，并选取一条天然波来定义动力分析中地震波的时程曲线（图 2.2）。

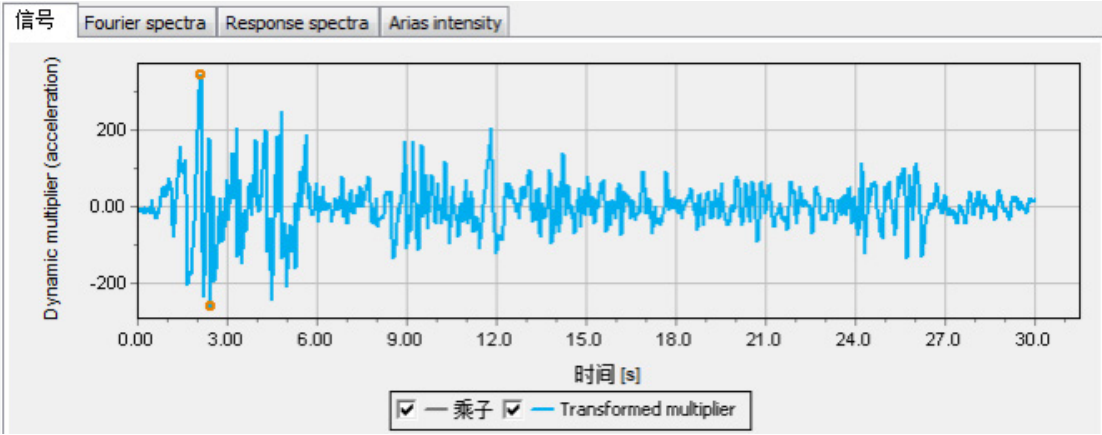


图 2.2 地震时程曲线

模型位移边界条件保持默认值，动力边界条件选择为自由场边界。初始阶段，采用 K0 法生成地基土的初始应力状态，阶段一激活坝体进行塑性计算，模拟坝体修筑后的场地应力场，同时修改砂土层的本构模型为硬化土模型，以避免使用 UBC3D-PLM 模型引起的静力计算不精确的现象。阶段二选择计算类型为动力计算及模型底部面位移，动力时间间隔设定为 10s。

ID	Phase_3 [Phase_1]
起始阶段	Phase_2
计算类型	动力
荷载类型	分步施工
孔压计算类型	使用前一阶段的压
动力时间间隔	10.0000 s
第一计算步	1

图 2.3 动力计算设置

2.2 分析结果

经计算，得到 10s 后坝体的整体变形如图 2.4，最大变形位置发生在土石坝顶部和坝体底部的粉砂层中。最大位移值为 0.1238m。总体变形趋势为坝体中部的沉降及其对坝底土层的挤压效应。

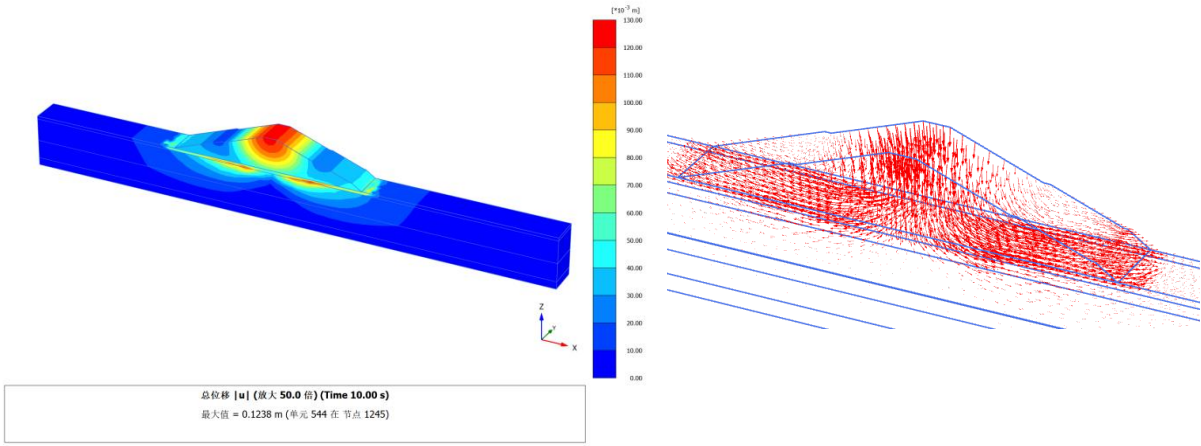


图 2.4 10s 后场地整体变形图

查看模型中液化点的分布如图 2.5，坝体底部的表层砂土中发生了振动液化现象。

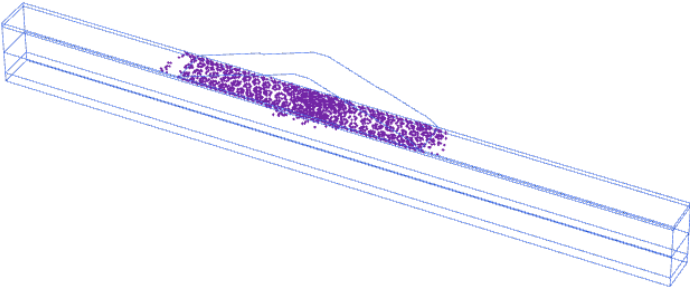


图 2.5 液化区域分布图

选取坝体底部粉砂层中的某一个应力点作为监测点，输出孔隙水压力随时间变化的曲线。如图 2.6 所示，土层中的孔隙水压力不断波动，在地震发生 0.6s 后达到最大值，随后逐渐减缓趋于平稳，最后稳定在约-72kPa 的位置。

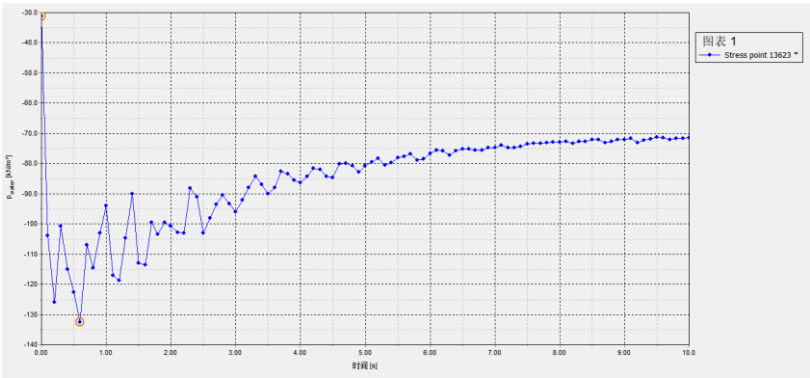


图 2.6 孔压-时间曲线

4、小结

UBC3D-PLM 本构模型是 PLAXIS 在 2018 版本之后新增的本构模型，同时适用于 PLAXIS 2D 和 PLAXIS 3D。该模型可以精确描述饱和砂土在循环荷载下的力学性能和动力荷载下的液化行为，且提供了方便可行的参数输入方式，所以推荐用户可尝试使用 UBC3D-PLM 本构模型进行工程场地的砂土液化分析。



DeepEX 边坡稳定性分析

筑信达 詹毕顺

由于边坡表面倾斜，其上岩土体具有从高向低滑动的趋势。在土体自重、降雨以及其他外力作用下，边坡可能会失去原有稳定状态而破坏，从而诱发滑坡、泥石流等自然灾害，造成生命和财产损失。因此，对各类边坡进行稳定性分析，确定其安全系数，具有重要意义。DeepEX 不仅能够进行深基坑设计，而且具有强大的边坡稳定性分析功能。本文主要介绍 DeepEX 中边坡稳定性分析的常用方法以及操作步骤，并利用实际案例进行演示验证。

1. 常用分析方法

目前常用的边坡稳定分析方法主要有：极限平衡分析法、数值分析法以及极限平衡和数值分析相结合的方法。数值分析法可以对边坡施工过程进行模拟，反映边坡周围复杂的水文地质条件，考虑土体本构等影响。但是其概念较难理解，计算速度慢，对计算机性能要求较高，因此使用较少。而极限平衡分析法具有概念清晰、计算速度快、工程实践经验丰富等特点，在边坡设计软件中得到广泛应用。

与其他设计软件类似，DeepEX 也是利用极限平衡法进行边坡稳定性分析。具体来说主要有瑞典条分法、毕肖普法 (Bishop method)、摩根斯顿-普赖斯法 (Morgenstern-Price method, 下文简称 M-P 法) 以及斯宾塞法 (Spencer method)。

由于边坡稳定性分析实际上是一个高次超静定问题，为了使问题可解，必须引入一系列假定将滑动土体划分为一系列土条进行分析。因此，准确的说，上述四种方法应该称为极限平衡条分法。而这四种分析方法之间的区别主要在于计算时的假定不同，主要包括滑动面形状、是否考虑条间力以及是否满足平衡条件等。上述四种分析方法的具体差异，详见表 1。

表 1 四种极限平衡分析方法的比较

方法	滑动面形状	条间作用力	力矩平衡	水平力平衡	竖向力平衡
瑞典条分法	圆弧形	不考虑	满足	不满足	不满足
毕肖普法	圆弧形	考虑	满足	不满足	满足
斯宾塞法	任意形状	条间作用力的合力平行	满足	满足	满足
M-P 法	任意形状	假定条间作用力的合力方向	满足	满足	满足

从上述对比可以看出，由于忽略了条间作用力，瑞典条分法所计算的安全系数较小（一般偏低 5%-10%），工程应用偏于保守；毕肖普法与其他条分法的计算结果基本相同，但仅适用于圆弧形滑动面；斯宾塞方法在一些条件下会出现收敛困难的问题，如滑裂面包含拉裂缝、充水等情况；而 M-P 法计算结果较为准确，适用于大多数情形。

2. DeepEX 中边坡分析操作概述

在 DeepEX 中进行边坡稳定性分析时，其操作思路大体可以分为以下三步：1) 建立边坡模型；2) 边坡分析设置；3) 分析计算。

其中，边坡建模和分析计算操作比较简单。DeepEX 提供了两种边坡建模方法，一种是直接建模，另外一种是从 DXF 文件导入建模。当边坡形状比较复杂或者已有现成的 DXF 文件时，用户可以直接导入 DXF 文件建立边坡模型。当边坡比较简单时，可以在【一般】选项→【地表设置选项】中选择【左侧斜坡】或【右侧斜坡】选项，即可打开编辑边坡的对话框，如图 1 所示。在该对话框中可以编辑边坡坡度、放坡类型、台阶尺寸等数据，从而创建出边坡模型。分析计算只需点击【计算边坡】按钮即可，计算完成之后就能得到相应的安全系数结果。唯一需要注意的是，在进行边坡稳定性计算之前，必须先完成常规计算。



图 1 设置边坡形状

在建立边坡模型后，边坡稳定性分析中最关键的操作就是边坡分析设置。首先，用户需要在【边坡】选项中勾选【整体稳定性分析】（如图 2），才能进行边坡稳定性分析设置。勾选之后，单击【选项】按钮即可打开【边坡稳定性分析选项】对话框，如图 3 所示。在该对话框中用户可以选择边坡稳定性分析方法，设置圆弧中心范围、半径搜索方法，选择是否考虑边坡周围基础荷载、支撑极限承载力以及是否考虑坡顶土体拉裂等。完成边坡分析设置之后，即可进行稳定性计算。



图 2 【边坡】选项



图 3 边坡稳定性分析选项

3 算例演示

本案例来自于 Giam 和 Donald（1989）给出解答的一系列边坡分析案例中最简单的一个。Giam 和 Donald 得到的计算结果在全世界范围内得到了广泛认可，因此他们的案例成为各种边坡分析软件的验证案例。本文选取该案例来验证 DeepEX 计

算结果的准确性。案例边坡尺寸如下图 4 所示，边坡只包含一种土体，其重度 $\gamma=20.0\text{kN/m}^3$ ，粘聚力 $c=3\text{kN/m}^2$ ，内摩擦角 $\phi=30^\circ$ 。整个分析过程中不考虑地下水的影响。Giam 和 Donald 计算得到的安全系数为 1.00。

在 DeepEX 中建立图 4 所示边坡模型时，可以在【修改地表形状-放坡选项】对话框中设置边坡参数。各类参数按照图 5 输入即可得到如图 6 所示的边坡模型。

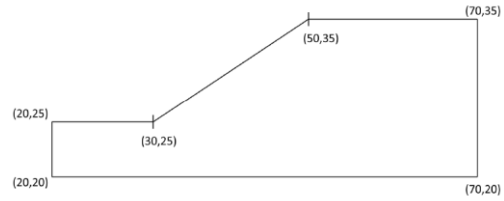


图 4 边坡模型



图 5 设置边坡形状参数

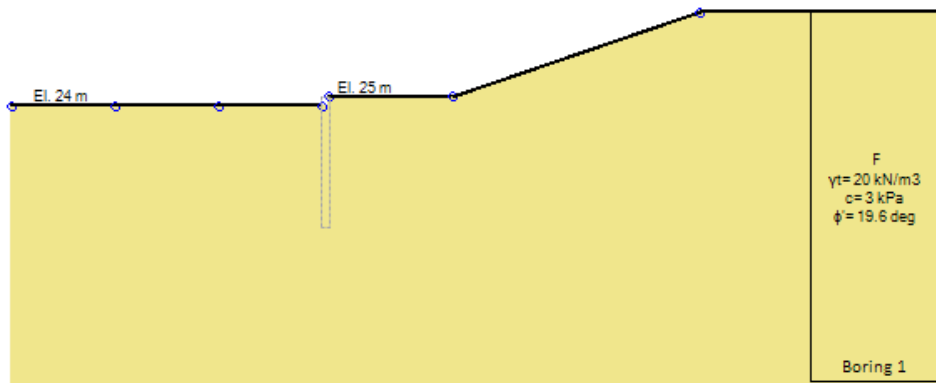


图 6 DeepEX 中建立的边坡模型

建立模型之后，即可在【边坡】选项中勾选【整体稳定性分析】，然后点击【选项】按钮，在弹出的【边坡稳定性分析选项】对话框中进行分析设置，具体如图 7~8 所示。边坡稳定性分析设置中最核心的操作是确定计算的搜索范围，包括滑弧圆心以及半径搜索区域的设置。确定搜索范围后，DeepEX 采用区格搜索法来计算最危险滑动面。区格搜索法是指将搜索区域划分成小的区格，在每一个区格点计算出一个安全系数，再对所有安全系数进行比较，找出最小安全系数，其所对应的滑动面即为最危险滑动面。该方法的特点是搜索范围广，不会陷入局部极小值，适合计算机计算。

由于本案例较为简单，边坡分析中主要涉及到边坡分析中的分析方法、圆弧中心以及半径搜索三个具体标签。在【分析方法】中选择毕肖普法。在【圆弧中心】中可以设置滑动圆弧圆心的搜索区域，为了尽可能得到最小安全系数，可以将搜索范围确定在一个相对较大的区域内。一般搜索区域水平方向应该覆盖从坡顶到坡底的范围，垂直方向应该为 3-4 倍坡高，对于一些复杂情况的边坡需要通过多次试算来确定具体的搜索范围。本例设为从坡底到坡顶的一个 $30\text{m}\times 40\text{m}$ 的矩形区域，具体参数见图 7。在【半径搜索】中可以利用不同方法设置圆弧半径的搜索范围。由于本例为均质边坡，最危险滑动圆弧一定通过坡脚，故可以通过勾选【指定精确坐标】选项设定两个半径搜索临界点来确定半径搜索范围，其中一点必定通过坡脚(10,25)，另一点可以设为(10,0)，整个半径搜索长度约为 2 倍坡高。

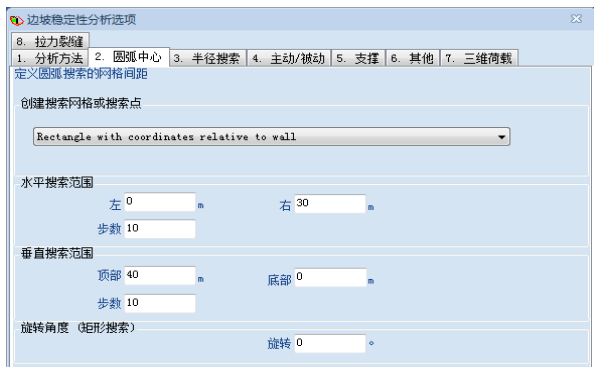


图7 边坡分析选项中圆弧中心设置



图8 边坡分析选项中半径搜索区域设置

完成边坡分析参数的设置后，点击【边坡】选项中的【计算边坡】按钮即可进行计算，最终计算结果如图9所示。安全系数为0.992，与Giam计算结果1.00相差较小，说明DeepEX边坡计算结果比较准确。同理，按照前面操作只需改变分析方法即可得到其他方法的计算结果，具体见表2。从表2可以看出，除瑞典条分法外，其他三种计算方法所得结果较为接近；而瑞典条分法与其他方法计算结果相差较大且安全系数偏小，说明瑞典条分法计算结果相对保守。

表2 对比四种计算方法的安全系数

瑞典条分法	毕肖普法	斯宾塞法	M-P法
0.945	0.992	0.989	0.989

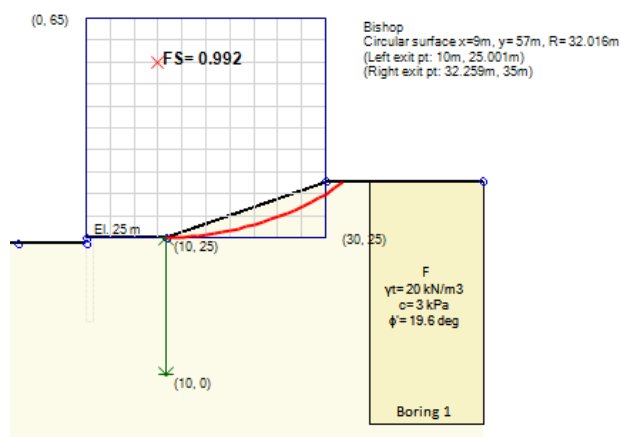


图9 DeepEX 计算结果

4 小结

本文主要介绍了DeepEX中边坡稳定性分析的相关内容，包括边坡稳定性分析的常用方法，DeepEX中的操作思路以及算例验证三部分。通过上述介绍，可以发现DeepEX进行边坡稳定性分析时，具有建模方便，方法众多，计算结果准确等优点。利用DeepEX进行边坡稳定性分析，能够极大地提高工作效率和计算精度。希望以上内容能够帮助工程师更好地理解和应用DeepEX边坡稳定分析模块，使DeepEX成为岩土工程师日常工作中强有力的辅助工具。

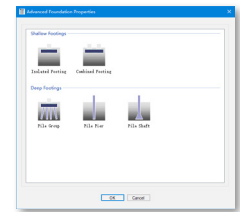
参考资料

- [1] 王成华, 夏绪勇. 边坡稳定分析中的临界滑动面搜索方法述评[J]. 四川建筑科学研究, 2002, 28(3):34-39.
- [2] 孙光林. 边坡滑坡稳定性分析研究综述[J]. 煤炭技术, 036(004):24-26.
- [3] 李扬波. 边坡工程中关键滑动面研究及其程序研发[D]. 长沙理工大学, 2013.
- [4] 陈勋辉, 陈义涛, 黄耀英, 等. 边坡稳定性分析的三种极限平衡法对比研究[J]. 人民黄河, v.38;No.365(01):120-123.
- [5] 张玉浩, 张立宏. 边坡稳定性分析方法及其研究进展[J]. 广西水利水电, 000(2):13-16,21.
- [6] 蔡文, 曹洪, 罗彦, 等. 边坡稳定分析的一个全面搜索危险圆弧滑动面的方法[J]. 广东水利水电(1):49-51+56.
- [7] 顾晓强. 边坡稳定分析方法及其应用研究[D]. 上海交通大学, 2007.

新增及改进功能

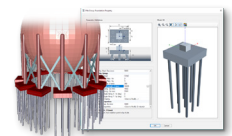
1. 结构模型

- 参数化定义并快速布置多种基础形式，包括独立基础、联合基础、单桩基础、群桩基础等。基础参数主要包括几何尺寸、材料、土层参数。
- 对于独立基础或联合基础，使用壳单元模拟基础，并在基础底部和侧面根据土体参数自动生成土弹簧。
-



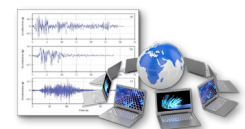
2. 分析功能

- 同一模型的多个副本可在不同计算机上并行计算不同的荷载工况，各个荷载工况的分析结果在同一台计算机上进行合并后即可完成后续的结构设计或其它后处理工作。



3. 中国规范相关的设计功能改进

- 修复了钢结构转换构件的地震内力放大问题，以前是放大组合内力，已更正为仅放大地震工况下的内力
- 修复了角钢截面模量的计算问题，以前是按几何轴计算，已更正为按强弱轴计算。
-



[点击了解更多功能特性](#)

新增及改进功能

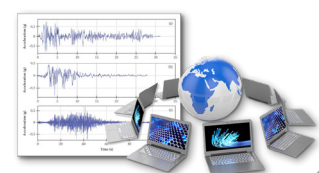
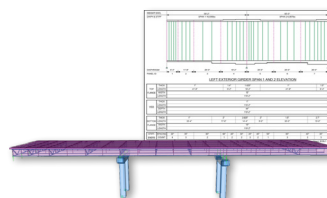
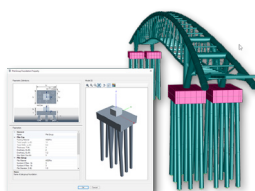
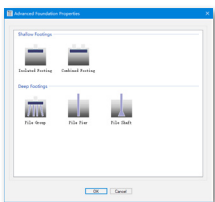
1. 桥梁建模

- 参数化定义并快速布置多种基础形式，包括独立基础、联合基础、单桩基础、群桩基础等。基础参数主要包括几何尺寸、材料、土层参数。
- 对于独立基础或联合基础，使用壳单元模拟基础，并在基础底部和侧面根据土体参数自动生成土弹簧。
-

2. 分析功能

- 同一模型的多个副本可在不同计算机上并行计算不同的荷载工况，各个荷载工况的分析结果在同一台计算机上进行合并后即可完成后续的结构设计或其它后处理工作。

[点击了解更多功能特性](#)



征稿启事



如果你使用过我们的产品
如果你喜爱工程分析

或许你正困惑其中
或许你已成果丰硕

欢迎来这里发声!

这里
可以提问
也可以“炫技”

可以严肃
也可以顽皮

题材不限
风格不拘

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

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

欢迎广大工程师踊跃投稿!

稿件一经采纳，作者将有机会获赠：

- 技术专著
- 产品单机版免费限时使用权
- 高级培训免费名额

投稿请寄

support@cisec.cn

(请注明“技术通讯”投稿)

期待与你的相识!

你是我的菜



CiBRIDGE

SAP2000

ETABS

SAFE

PERFORM3D

CiSDesigner

CiSGTCAD

CiSModelCenter

CiSOpenSteel

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