

筑信达

技术通讯

第 2 期

2017年6月

Vol.1 No.2

www.cisec.cn



- 快速认识 CSiBridge
- PLAXIS 基坑开挖支护模拟要点解析（二）
- CSI 程序隔震设计应用常见问题精选
- 中国规范抗震设计调整在 CSI 程序中的实现
- Edward L. Wilson 教授访谈回忆录

筑信达

卷首语

京沪这条线不知跑了多少次，每次都喜欢看看窗外掠过的一个个建筑群，感受着建设带给这个国家的变化。可一路看下来，太多千篇一律的建筑又令人心堵，建筑设计从功能到美学，从标准到个性一直以来是业内争论的一个话题。

大量的标准图样、标准做法、标准计算在特定的历史时期给设计带来的贡献是显而易见的。这种快餐化的做法虽然满足了行业大发展的速度与效率，但同时也带来了诸多的问题。其中最重要的一点是抑制（或者说是消弭）了设计者的主观能动性，潜移默化中让很多年轻设计者丧失了那种“工匠”精神。计算机辅助设计水平的日益发展更是加强了这种趋势，我们在现实的技术支持中遇到了不少对结构设计只知其一，不知其二的年轻人。

自从阿尔法狗战胜了诸多围棋高手之后，人工智能一夜之间似乎将无所不在。作为计算软件的提供者，我们一直思考这样一个问题，“傻瓜化”、“一键式”真的是行业发展趋势吗？机器与人的关系究竟该是什么样子呢？在我们看来，机器注定是为人类服务的，但最终能否服务好，还是要取决于人对机器的把控。因此我们所做的一切，包括各种形式的现场交流、线上线下的培训、多渠道多手段的技术资料推送，无一不是为了更好地贴近用户，增强相互的了解，从而更高效地通过产品改进与服务升级满足用户的最终需求。

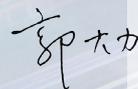
CSI 结构系列软件的中文版进入中国市场 15 年了，积累了上千个企业用户，培养了逾万名的使用者。一直以来用户反馈都会有两种声音：熟练者（获益者）普遍认为软件理论可靠，思路清晰，设置灵活，符合设计师的思考习惯；而初学者（碰壁者）却认为不易上手，结构复杂，选项太多，不像其他软件用起来简单方便。对于后者，我们会加强辅助工具的开发，但更希望通过多种方式的交流沟通让他们真正地了解软件，掌握软件，从而在分析设计中帮到他们。

随着越来越多传统的民用设计院和专业院涉及到地下空间和市政交通领域，对岩土工程的有限元分析计算的需求也原来越多，Plaxis 是业界公认的一款与工程实践结合紧密的软件，我们也会把更多相关的软件特点与工程应用分享给大家。

速度与标准是机器的优势，思考与个性才是设计者的价值体现，而我们的软件不仅仅提供效率，更为使用者的“主动设计”提供了可能。我们相信多一份了解便多一份信任；早一天使用便早一天受益。

筑信达《技术通讯》第一期受到了诸多用户的好评，订阅广泛。我们希望通过《技术通讯》这块砖能引出更多工程师实践心得这块玉，从多个角度去认知和评价设计分析过程，通过分享交流促进设计者的共同提高，共同为分享型社会做贡献。

总经理：





主 办：北京筑信达工程咨询有限公司

主 编：李 立

美 编：张翠莲

北京筑信达工程咨询有限公司

地址：北京市石景山区古城西街 19 号研发主楼 4 层西侧

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、天津、河北、山东、山西、内蒙、辽宁、黑龙江、吉林)

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、江苏、浙江、安徽、江西)

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

(广东、广西、福建、海南)

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

(湖北、湖南、河南、陕西)

武汉百思通科技有限公司

联系人：叶亮

手 机：139 9561 6575

西南区

(四川、重庆、云南、新疆、贵州、甘肃、宁夏)

成都西柯建科技有限公司

联系人：周洪烈

手 机：138 0808 3187

目 录

Content

CSiBRIDGE

快速认识 CSiBridge

1

CSiBridge 在钢混叠合梁桥设计中的应用

4

PLAXIS

PLAXIS 基坑开挖支护模拟要点解析 (二)

7

PLAXIS 分步施工中常用结构对象及菜单的介绍

12

CSI

SAP2000 阶段施工中的变支座条件

17

CSI 程序隔震设计应用常见问题精选

18

ETABS、SAFE 中的楼板设计方法

24

中国规范抗震设计调整在 CSI 程序中的实现

28

用户来稿 利用 SAP2000 进行无梁楼盖设计

32

经典连载 Edward L. Wilson 教授访谈回忆录 (1)

36

新版发布

44

新书推荐

44

活动报道

45

快 讯

46

征稿启示

47



weibo.com/cisec



cisec68924600



快速认识 CSiBridge

筑信达 魏赞洋

CSiBridge 是一款桥梁三维有限元设计软件，其前身是 SAP2000 桥梁模块。自 v15 版本开始 CSiBridge 成为独立的桥梁专业软件，专注于桥梁结构的分析与设计。相应地，SAP2000 v15 及以后版本不再包含桥梁模块与桥梁设计规范。

CSiBridge 重新整合了 SAP2000 桥梁模块，并涵盖了 SAP2000 的所有建模与分析功能。针对桥梁专业，CSiBridge 进一步深化了 SAP2000 基于对象的概念，使针对桥梁的设计分析更加自动化、人性化，大幅提高工作效率和分析精细程度。

1 程序与案例简介

1.1 软件操作界面

CSiBridge 采用“Ribbon”式操作界面，与 SAP2000 传统界面相比，外观简洁友好、概念清晰。点击从“开始”到“高级”的各个选项卡，下方的功能区会显示相应的功能面板。选中“开始”选项卡时功能区中显示的“向导”、“视图”、“捕捉”、“选择”和“显示”功能面板，如图 1.1-1 所示。一般情况下只要从左至右依次使用各个选项卡中的功能即可完成整个工程的建模、分析与设计。

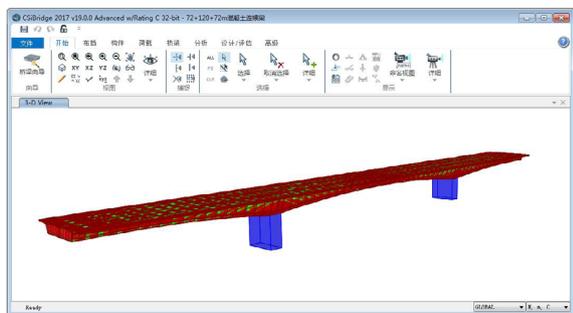


图 1.1-1 CSiBridge 操作界面（“开始”选项卡）

1.2 工程对象概念

CSiBridge 的对象对应着工程中实际存在的构件。用于通用结构分析的 SAP2000 中就有框架梁、框架柱对象的概念。而针对桥梁结构，CSiBridge 中对象的概念被进一步扩大。单个独立桥梁工程可被存储

为一个桥对象，桥对象包含上部结构、下部结构等子对象。而有限元分析所需的材料属性、结构几何尺寸、荷载与作用、模型边界和单元网格等有限元参数作为子对象的属性进行存储，如图 1.2-1 所示。

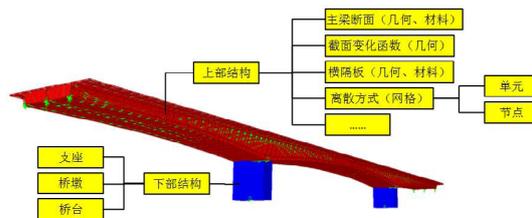


图 1.2-1 CSiBridge 实现对象概念的数据储存结构

由于构件对象中存储了的实际工程意义，CSiBridge 的前后处理更加智能化、自动化。工程师能从繁重的建模与结果处理工作中解放出来，专注于结构的设计优化。实际运用中，基于对象概念产生的具体功能为上部结构精细分析和自动抗震设计。

其中，上部结构精细分析功能为壳 / 实体模型的实际工程应用提供了从快速参数建模到截面批量规范设计的集成解决方案。CSiBridge 可以使用实体模型轻松捕捉宽、弯、斜桥以及开口薄壁截面桥梁的复杂响应，大幅提高分析精细程度。由于可以采用壳单元模拟上部结构，CSiBridge 可以清晰直接地模拟钢混复合梁桥先钢梁后混凝土桥面板的施工过程，如图 1.2-2 所示。



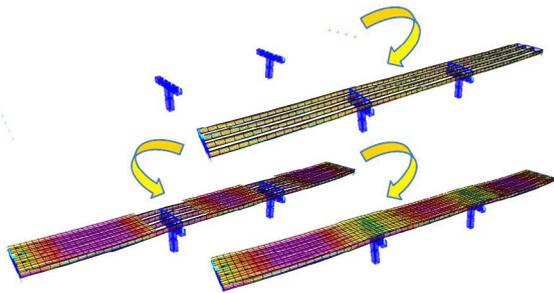


图 1.2-2 CSiBridge

模拟钢混叠合梁先钢梁后混凝土桥面板施工过程

针对壳与实体模型建模效率低下的问题，CSiBridge 采用参数化建模，先定义桥对象，再根据桥对象生成有限元模型。其中生成有限元模型由程序自动完成。由图 1.2-1 中可知，构件几何尺寸与网格数据在对象中分别储存。所以桥对象的几何尺寸可以独立于网格采用参数化的方式输入。修改模型时只需改动对应几何参数，程序自动重新划分网格，不必基于单元逐个修改。在图 1.2-3 中，通过在布局线窗口中修改线型参数就可以快速修改全桥单元的位置。在实际工程应用中，设计局部优化改动极为频繁，参数化建模可以大幅提高工作效率。在新建桥梁模型时，也可以使用程序默认参数快速生成默认桥梁对象。

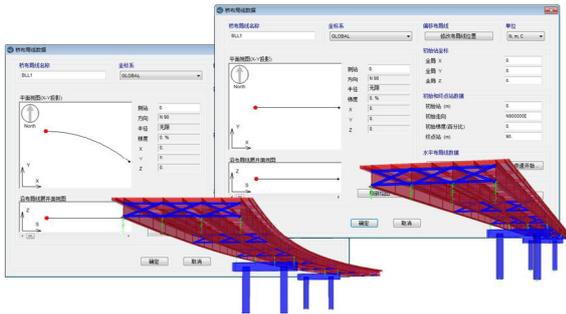


图 1.2-3 CSiBridge 参数化建模

——通过布局线窗口快速实时修改桥梁线型

完成桥对象定义之后，上部结构的离散方式可以通过更新窗口在框架单元、壳单元、实体单元之间任意切换。程序会自动重新生成线、面和实体对象。用户可以根据现阶段设计深度或实际需求灵活地选择模拟精细程度。例如在施工图设计阶段可以直接将方案设计阶段使用的框架单元模型转换为壳单元模型，以获得更加精细的分析结果。在更新窗口中也可以设置离散网格的最大尺寸，如图 1.2-4 所示。

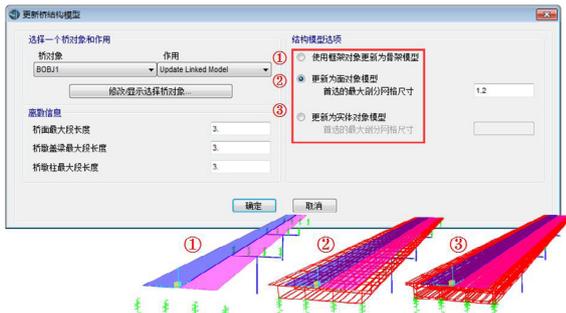


图 1.2-4 CSiBridge 多种模型离散方式

——上部结构可以在框架、壳和实体模型间实时切换

壳与实体模型难以应用于实际工程的一个主要原因是提取构件内力困难，进而无法批量进行截面规范验算。由于 CSiBridge 中储存了上部结构验算截面的信息，程序会自动对位于验算截面上的框架、壳、实体和钢束单元内力进行积分，获得上部结构对象的内力，进而引导截面批量规范验算。验算结果输出如图 1.2-5 所示，程序可以直接绘制荷载组合内力图和承载力包络图，查看设计结果更加直观。

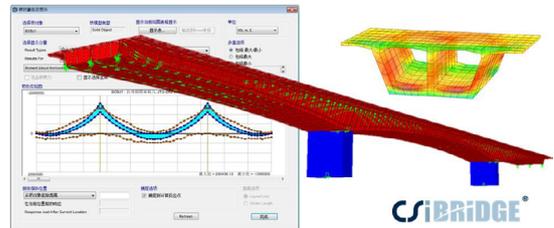
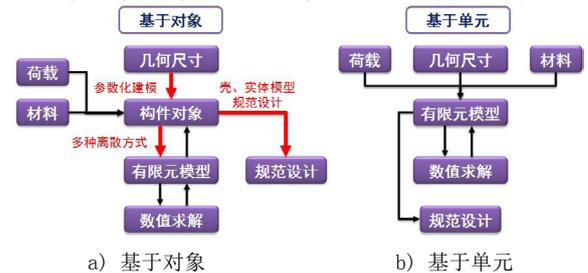


图 1.2-5 壳与实体模型规范设计

——自动积分验算截面上的单元力取得构件内力引导规范验算

在图 1.2-6 中展示了基于对象和基于单元有限元软件中数据流程的差别，阐释了上部结构精细分析功能与对象概念之间的关系。构件对象封装了有限元单元，隔离了其几何尺寸的直接联系。进而产生了参数化建模、多种离散方式、壳与实体模型设计等功能，构成了壳与实体模型应用于实际工程的完整解决方案。



a) 基于对象

b) 基于单元

图 1.2-6 基于对象和基于单元有限元软件中的数据流程

对象概念衍生的另一项功能为自动抗震设计。由于对象对着应实际工程构件，程序能够识别下部结构中的盖梁和墩柱。所以在用户完成建模并定义反应谱之后，程序能够全自动执行以下步骤：设置桥墩截面有效抗弯惯性矩 > 执行反应谱分析获得位移需求 > 取桥墩为隔离体并定义塑性铰 > 执行 Pushover 分析判定位移能力 > 计算需求能力比并生成报告书。目前自动抗震设计功能支持除规范要求必须使用时程分析的所有桥梁延性抗震验算。

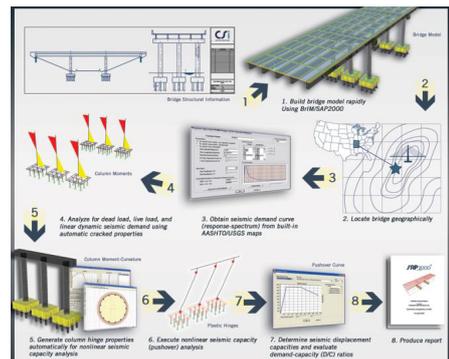


图 1.2-7 自动抗震设计流程

2 程序建模流程

2.1 参数建模思路

CSiBridge 采用参数化的思路进行建模，程序的功能区域划分概念非常清晰。一般来说从左至右使用布局、构件、荷载和桥梁选项卡即可完成建模。每个选项卡中需要输入对应的参数，以描述桥梁对象。在需要修改模型时只需修改相应的参数即可。布局选项卡中可以定义桥梁的线型和车道；构件选项卡中可以定义构成桥对象的构件；荷载选项卡中定义作用于桥对象的荷载形式；最后桥梁选项卡会以布局线里程为参考系将构件组装成桥梁对象，指定荷载的作用位置。具体细节如图 2.1-1 所示。

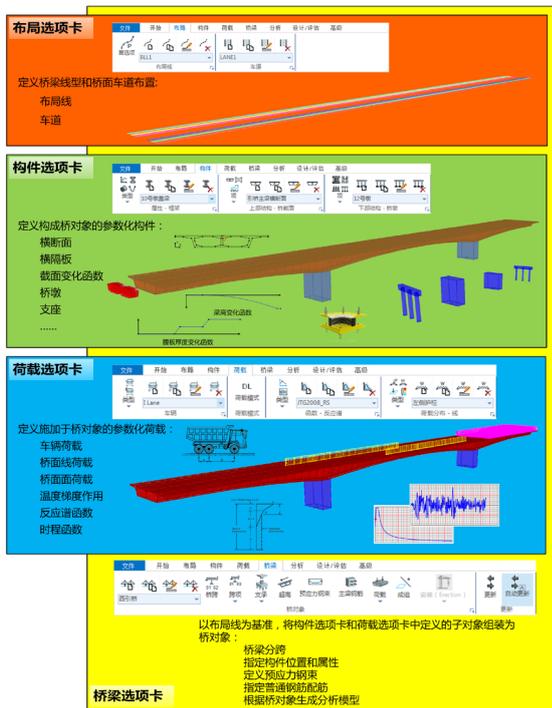


图 2.1-1 CSiBridge 各个选项卡功能示意图

2.2 桥梁建模向导

对于不熟悉基于对象工作流程的用户，程序提供了桥梁建模向导功能引导用户完成建模。通过路径：开始选项卡 > 向导面板 > 桥梁向导命令就可以打开桥梁建模向导窗口，如图 2.2-1 所示。在桥梁建模向导窗口左侧的“当前定义项”区域内显示当前模型的树形菜单，可以查看所有模型对象。窗口右下角的“总信息”区域是主要的导航区域，此处按照程序建议的建模顺序列出所有的定义项，后续步骤所必须的项目会在注释栏中标记为“必要”。选中树形菜单或和“总信息”中的项目后，二者会自动连动，同时在窗口右上方的注释区域会显示该项目的详细描述。点击注释区域与“总信息”区域之间的定义按钮可以在建模向导中直接定义或修改选中项。建模向导可以与常规界面建模操作混合使

用完成模型的新建和排查。

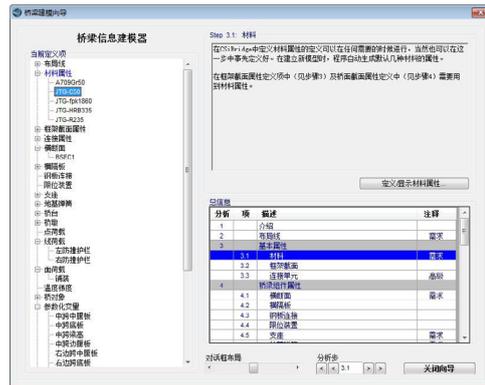


图 2.2-1 桥梁向导窗口

2.3 快速全桥建模

除了常规手动建模和桥梁建模向导，用户也可以使用快速建模模板。在快速建模模板中，用户只需输入少量的必要参数，程序会先根据自身内默认的参数初始化全桥模型。得到全桥模型之后，再使用上文介绍的参数化修改功能改动默认生成模型得到预期模拟模型。

通过文件选项卡 > 新建功能打开新模型对话框，在“选择模板”区域中点击“快速桥梁”或“分段式桥梁”就可以快速得到一般桥梁对象和分段桥梁对象（悬臂浇筑施工连续梁桥）的全桥模型。

2.4 复杂结构模拟

实际工程中经常会遇到一些特殊结构，桥梁构件对象不可能全部参数化覆盖。例如图 2.4-1 中展示连续梁变体系加固中，除了常规的桥梁对象之外还需要对桥塔、斜拉索和锚固梁等一般结构进行建模。这里可以使用“高级”选项卡中功能，基于更通用的梁、柱、索、壳、实体和连接对象工作。桥对象与一般结构可以在同一模型中混合使用，另外其他选项卡没有涵盖的 SAP2000 其他功能均可以在高级选项卡中找到。

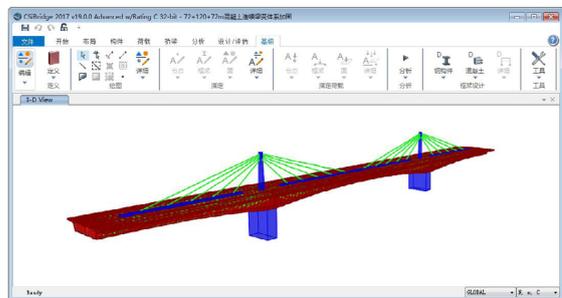


图 2.4-1 使用“高级”选项卡完成特殊结构建模

3. 总结

CSiBridge 基于对象的工作流程带来了上部结构精细化分析和自动抗震设计功能。

其中上部结构精细化分析功能为壳和实体模型应用于实际工程提供了从快速建模到规范设计的集成化解决方案。参数化建模使工程师能够快速新建和修改模型。在面对宽、弯、斜、坡桥等复杂桥梁时，CSiBridge 能更精确地模拟结构的复杂响应。

自动抗震设计功能为一般桥梁提供简单快速的全自动抗震延性验算。目前自动抗震设计支持国内的 08 抗震细则和美国 AASHTO 规范。

最后，CSiBridge 支持了国标 JTG D62 规范的截面设计，而且对于要求使用美国及欧洲规范的项目也能够提供完善的规范设计支持。

CSiBridge 在钢混叠合梁桥设计中的应用

筑信达 魏赞洋

随着全寿命周期成本、性能化设计等概念的普及和去除过剩产能的政策推进，钢混叠合梁桥出现在越来越多桥梁设计院的图纸中。CSiBridge 是 CSI 公司针对桥梁工程专门开发的一款软件，彻底解决了 SAP2000 设计桥梁工程时的不便，为桥梁工程师提供了快捷精确的分析工具。CSiBridge 中壳单元应用于实际工程的解决方案在处理钢混叠合梁等薄壁开口截面构件的响应时有先天的分析精度优势。目前 CSiBridge 已经支持了美标、欧标等多国规范的钢混叠合梁设计。而当前国内的桥梁设计软件中，尚没有能够完美地支持中国新钢混叠合梁设计规范的软件。在 CSiBridge 自身实现国标设计之前，本文就借助 CSiBridge 交互功能和 Excel 实现钢混叠合梁国内规范设计的思路进行一些分享。此处抛砖引玉，如有不当之处欢迎广大用户参与讨论。

1. 概述

CSiBridge 采用壳单元模拟钢混叠合梁的上部结构，可以直接考虑叠合梁薄壁开口截面的复杂响应和混凝土桥面板的收缩徐变。而且钢梁和混凝土桥面板相互独立模拟，可以真实地模拟由于钢梁和混凝土桥面板施工顺序造成的应力差。软件中施工过程壳单元应力结果输出如图 1-1 所示。

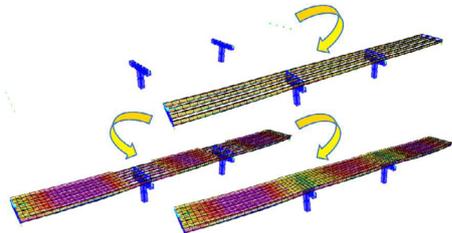


图 1-1 CSiBridge 壳单元钢混叠合梁施工过程效果

有为方便读者进行测试。本文中采用 CSiBridge 默认快速生成的两跨 20m 连续梁模型进行演示。《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》JTG/T D64-01-2015 中推荐采用钢梁施加预应力方法有预加荷载法和支点位移法，本文中分别就两种施工方法的施工过程模拟进行讨论。两种依靠钢梁施加预应力方法的施工过程如图 1-2、图 1-3 所示。

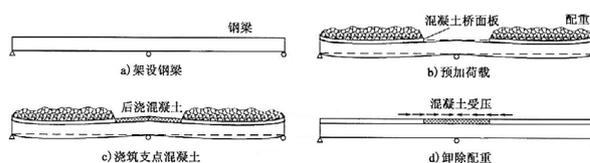


图 1-2 预加荷载法施加预应力

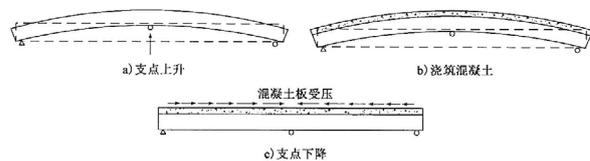


图 1-3 支点位移法施加预应力

2. 建模与分析

利用 CSiBridge 的快速建模功能可以快速地生成全桥模型。点击**新建 > 快速桥梁**，跨长项采用默认的 2×20m，桥梁截面类型选择 I 型钢混叠合梁，自动生成默认的全桥壳模型。在添加必要的横向联系之后如图 2-1 所示。

预加荷载法

预加荷载法需要将正弯矩区和负弯矩区混凝土桥面板分别添加，所以需要在有限元模型中完成对应的桥面板分界划分。参考规范中对开裂截面范围的规定，此处取中支点两侧 $0.15 \times 20\text{m} = 3\text{m}$ 的范围为负弯矩区桥面板。在**桥梁选项卡 > 跨项 > 用户定义点**中设置分割点的位置。使程序自动生成有限元网格时，在对应位置划分节点。具体设置如图 2-2 所示。

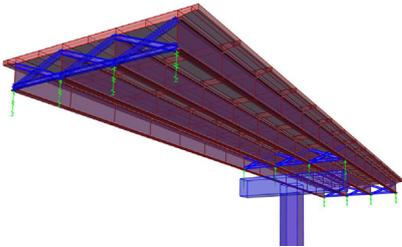


图 2-1 快速生成的 2×20m 钢混叠合梁桥模型



图 2-2 用户定义点对话框设置

完成桥面板划分之后，就可以定义用于施工阶段分析的结构组。首先定义下部结构和钢梁结构组。选择**桥梁选项卡 > 成组 > 新建**。在定义组对话框中桥组类型选择为混合，在下方的复选框中勾选除桥面板之外的全部对象，里程范围指定第一跨 0 点到第二跨 20m，即全桥范围。具体设置如图 2-3 所示。



图 2-3 下部结构与钢梁结构组设置

然后按照同样的顺序，定义正弯矩区桥面板结构组和负弯矩区桥面板结构组。桥组类型选择桥面板。具体的设置如图 2-4 和图 2-5 所示。



图 2-4 正弯矩区桥面板结构组设置



图 2-5 负弯矩区桥面板结构组设置

根据《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》JTG/T D64-01-2015 第 5.3.1 条，如果在桥面板的设计中允许负弯矩区桥面板开裂，则分析模型中应该考虑混凝土桥面板开裂对刚度的影响。叠合梁截面中不应计入受拉混凝土桥面板的贡献但应计入有效宽度内纵筋的作用。本例中在施工阶段工况的施加二期荷载载步之前，激活受拉桥面板面属性修正以模拟桥面板开裂。面属性修正直接折减桥面板的顺桥向膜刚度，将刚度修正为面板内纵筋的等效刚度。有效宽度则使用壳单元剪力滞后直接考虑。



图 2-6 模拟桥面板开裂的刚度修正确定义窗口

然后按照施工下部结构和钢梁、施工正弯矩区混凝土桥面板并施加配重荷载、施工负弯矩区混凝土桥面板并移除配重荷载、施加二期恒载并折减负

弯矩区刚度的顺序定义施工阶段规划。定义施工阶段规划具体对话框设置如图 2-7 所示。

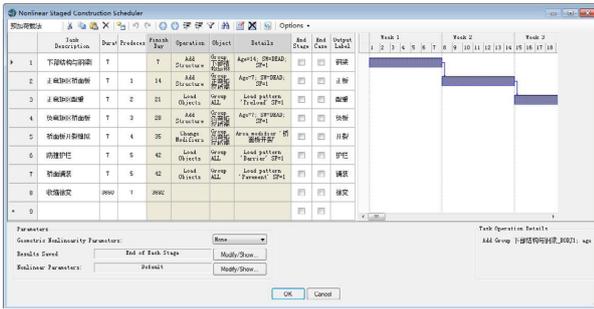


图 2-7 预加荷载法施工阶段规划定义对话框设置

支点位移法

支点位移法相对于预加荷载法更加简单。本例中桥面板只需定义一个结构组。通过高级选项卡中的节点强制位移可以模拟具体的施工阶段工况定义过程为激活下部结构和钢梁、顶升中支点、激活桥面板、支点下降、施加二期恒载。具体设置如图 2-8 所示。

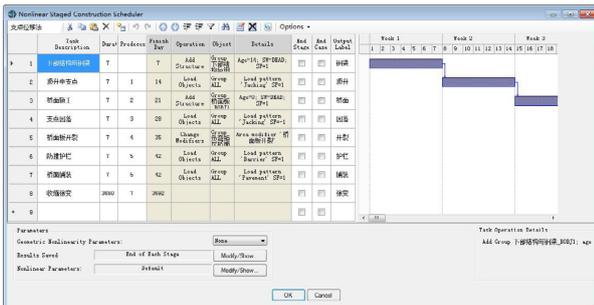


图 2-8 支点位移法施工阶段规划定义对话框设置

3. 规范设计讨论

虽然目前 CSiBridge 还没有实现国标钢混组合梁的全自动批量设计，但是依然可以借助交互功能导出到 Excel 通过其批量处理功能间接实现规范中的验算要求。

例如对于截面抗弯承载力验算，根据《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》JTG/T D64-01-2015 第 7.2.1 条，抗弯承载力可以使用弹性模型的应力直接验算。但应考虑施工顺序导致的应力差。壳模型施工阶段分析中已经考虑了剪力滞后、混凝土开裂和施工应力差。所以可以直接提取主梁应力与材料容许应力对比。具体操作为点击**开始** > **显示面板** > **显示上部结构内力/应力**，图标为 。在弹出的对话框中，结果类型选择应力 (Stress)，然后选择应力区域：各个纵梁对应的钢梁 (Beam) 和混凝土桥面板 (Slab) 应力位置即可显示相应的正应力图。点击显示表按钮即可显示每个截面的里程位置和应力值。结果显示窗口如图 3-1 所示。直接将输出位置的应

力值与材料的设计强度对比即可得到设计结果。

根据《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》JTG/T D64-01-2015 第 7.2.2 条 2 项，截面抗剪承载力验算假定所有剪力均由钢板承担，仅需提取各纵梁的剪力与腹板面积和钢材强度的乘积对比即可。具体操作为点击**开始** > **显示面板** > **显示上部结构内力/应力**，在弹出的对话框中，结果类型选择力，然后选择要验算的纵梁内力类型选择剪力即可显示相应剪力图。使用时抗弯承载力验算相同的方式提取各纵梁的剪应力进行验算。



图 3-1 应力结果显示与提取窗口

如果截面很多还可以点击桥对象响应显示窗口中的输出至 Excel 按钮，将此表格复制到 Excel 进行批量的对比。根据第 7.2.2 条 2 项，当组合梁承受弯矩和剪力的共同作用时，规范要求考虑两者的耦合作用，验算腹板的折算应力。此时可以使用输出至 Excel 功能分别将钢梁 (Beam) 的轴力、弯矩和剪力输出到 Excel 通过材料力学公式计算折算应力，进而依照规范进行验算。

同样原理钢梁的疲劳验算需要提取钢梁的最大最小正应力，裂缝宽度验算仅需提取负弯矩区桥面板的轴向拉力。而挠度验算仅需将结果类型选择为变形即可直接输出各个纵梁的挠度。

4. 小结

CSiBridge 在钢混叠合梁桥的分析精细程度上有先天的优势。壳单元模拟的上部结构模型可以捕捉工程精度所需的所有复杂响应。虽然目前市场上尚没有软件能支持 2015 新钢桥规范，但是使用 CSiBridge 灵活的结果导出功能和常见的办公软件 Excel 依然可以完成符合规范的钢混叠合梁设计。

PLAXIS 基坑开挖支护模拟要点解析（二）

筑信达 章延平

上期文中主要就基坑开挖支护模拟中的土层模拟问题进行了介绍，包括土体本构模型选择、模型参数及其取值、土层排水类型等问题。本文继续对基坑支护结构模拟、基坑降水开挖及施工过程模拟等问题进行讨论。

1 支护结构模拟方法

基坑支护结构的模拟，主要分为挡土结构与支撑体系（包括内支撑系统，锚杆系统等）。

1.1 挡土结构模拟

挡土结构的形式多样，常见的有排桩、地连墙、钢板桩、型钢水泥土墙等，一般我们使用板单元进行等效模拟，针对不同断面形式的挡土结构，主要根据其刚度等效的原则获得板单元的等效模量和等效厚度。由于板单元实际为具有一定厚度的均匀板壳类构件（等厚度矩形截面），因此其等效刚度与等效厚度存在式 1.1 的关系：

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad \text{式 1.1}$$

采用等效刚度方法计算时，往往很难使各个方向的刚度完全等效，因此板单元等效模量和等效厚度的确定便取决于所模拟结构主要受力方向。比如，圆形竖井壁主要考虑轴向受力，则主要按照其轴向刚度等效来计算等效厚度；而矩形基坑挡墙以受弯为主，则主要按照其抗弯刚度等效来计算等效厚度。

对于具有特殊截面形状的挡土结构构件，比如型钢桩、钢板桩、T形板桩等，还需要考虑其刚度的各向异性问题，如图 1.1~图 1.2。在模拟上述截面形式的挡土结构时，有一些需要考虑各向异性刚度的典型应用，如圆形基坑挡墙或圆形竖井壁的环向刚度与竖向刚度差异，矩形或多边形基坑挡墙沿其竖向深度与平面长度方向弯曲刚度的不同等。

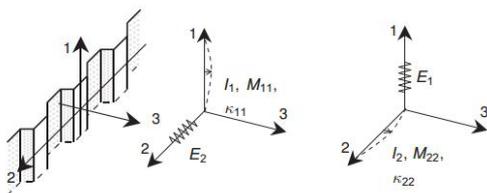


图 1.1 钢板桩各向异性刚度

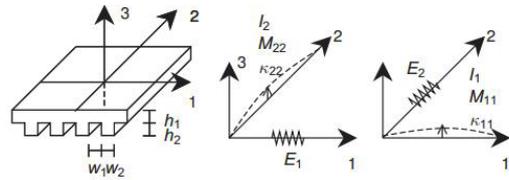


图 1.2 T形板桩各向异性刚度

由上述可知，对于矩形截面且连续分布的挡土结构（本质上与板单元类似），比如地连墙，可直接取其材料模量及构件厚度作为板单元的参数值；对于不符合该条件的挡土结构，比如排桩、钢板桩等，则不可直接取其实际厚度和模量作为板单元参数值，此时需要考虑排桩的截面形式和桩间距、钢板桩的截面形式和厚度变化。因此，在确定好刚度等效方向之后，可以首先确定出等效厚度，再据其推导出各个方向的等效模量。此时，等效厚度定义为构件在垂直主轴方向、单位宽度的横截面面积。

确定了挡土结构的等效厚度，便可计算出其平均分布自重，即单位面积（构件所在平面内）的自重，为构件材料重度与其厚度的乘积 $\gamma \times d$ ，需要注意的是，此处的 γ 也是等效计算值。此外，在定义板单元自重时需要注意以下事实：一般的，实际工程中的土工构件都具有一定厚度和体积，但板单元仅为线单元（2D）或面单元（3D），本身不占体积，因此位于土层内部的板单元重量与相应位置的土体重量产生“重叠”。为了准确计算土工结构的自重荷载，需要从结构材料重度中减去土体材料重度，作为程序中的输入参数。对于部分位于土体内部的土工结构，应按照体积比例对材料重量参数进行折减。

用于模拟挡土结构的板单元以承受横向荷载为主，但在有些情况下也承受竖向荷载，比如锚杆力的竖向分量，冠梁或内支撑（栈桥）上的临时施工荷载等，此时需要考虑挡土结构的竖向承载力问题。挡土结构的竖向承载力主要由侧摩阻力和端承力组成，端承力与挡土结构的底部横截面面积相关。而板单元本身为零厚度单元，无法提供端承力，端部在竖向荷载下可能发生“刺入式”破坏。为此，可

以选择“考虑板端承力”选项来避免上述问题，该选项的意义在于使板单元底部以其等效厚度为直径的区域内，不考虑土层的塑性特性（即该部分土层按弹性体计算）。需要注意的是，对于钢板桩这类本身非常薄的构件，可以忽略其端承力。板单元的材料属性见图 1.3~图 1.4。

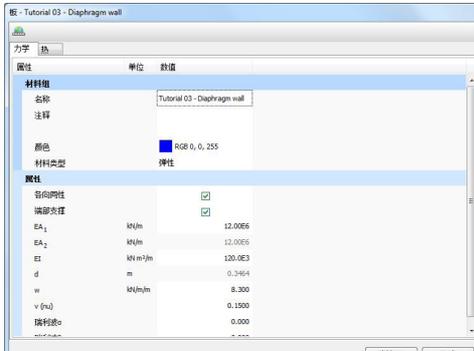


图 1.3 2D 板单元的材料属性

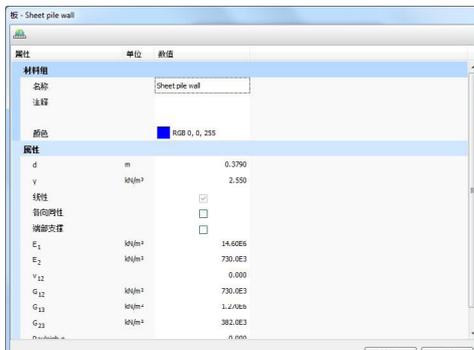


图 1.4 3D 板单元的材料属性

1.2 土 - 结构相互作用模拟

地下结构分析中，土与结构相互作用的考虑是不可或缺的，即土与结构的接触关系问题。在 PLAXIS 当中，我们使用界面单元模拟挡土结构与周围土体的相互作用。如图 1.5 所示，如果未定义界面单元，结构单元与土体单元的连接位置共用一个节点（左侧），二者位移协调，无法表达结构与土之间的相对位移（如滑动或裂隙）；而定义界面单元之后，在结构单元与土体单元接触位置将创建一系列节点对（右侧），在每一对节点中，一个属于土体单元，一个属于结构单元。在节点对之间，用三个不同方向的理想弹塑性弹簧代表土 - 结构之间的相对滑动和相对张拉。

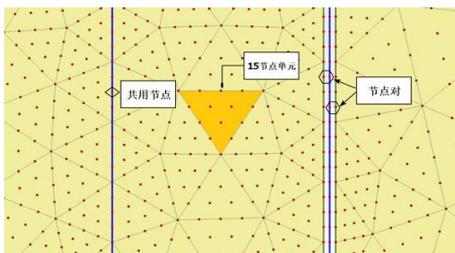


图 1.5 界面单元模拟结构 - 土相互作用

界面单元的力学属性，可以使用对周围土层力学参数值进行折减的方法计算（软件默认方法），折减系数为 R_{inter} ，该折减系数在土层材料属性中定义，如图 1.6 所示。如此，结构单元穿越多层土的情况下，每层土内的界面单元属性均不同。

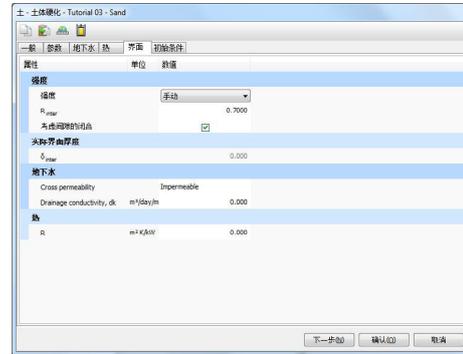


图 1.6 界面单元折减系数

界面单元折减系数 R_{inter} 的取值范围在 0~1 之间，该值取决于结构和土层的接触特征（即接触面粗糙程度），无相关经验和数据的情况下，可按照 2/3（约 0.67）输入。界面单元的强度指标按照式 1.2 计算，而刚度参数则与按照式 1.3 计算：

$$c_i = R_{inter} c_{soil}$$

$$\tan \varphi_i = R_{inter} \tan \varphi_{soil} \leq \tan \varphi_{soil} \quad \text{式 1.2}$$

$$\psi_i = 0^\circ \text{ for } R_{inter} < 1, \text{ otherwise } \psi_i = \psi_{soil}$$

$$E_{oed,i} = 2 G_i \frac{1 - \nu_j}{1 - 2 \nu_j}$$

$$G_i = R_{inter}^2 G_{soil} \leq G_{soil} \quad \text{式 1.3}$$

$$\nu_j = 0.45$$

可见，界面单元的强度和刚度会按照 R_{inter} 同时折减。然而，在某些情况下如果需要单独控制界面单元的材料属性，比如考虑界面刚度不变而强度折减的情况，则可选择界面的属性模式为“自定义”，如图 1.7 所示，同时为界面单元创建单独的材料属性，其方法与创建土层属性完全相同（注意此时 $R_{inter}=1$ ）。



图 1.7 “自定义”界面单元材料

界面单元模拟挡土结构与土层之间的相互作用，则界面单元应力可以用来表达挡土结构两侧的接触应力，如作用在挡土结构上的土压力，见图 1.8 所示。



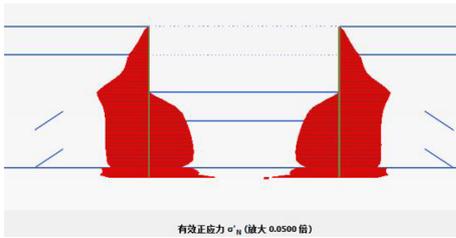


图 1.8 挡土结构的接触应力

1.3 支撑体系的模拟

对于基坑的内支撑系统，一般使用锚杆单元（包括两点间锚杆 n2n anchor 和一端固定锚杆 fixed anchor）或 3D 梁单元（beam）模拟；而锚杆系统则使用两点间锚杆（n2n anchor，锚杆自由段）和嵌入式梁单元（embedded beam，锚固段）组合来模拟。

PLAXIS 结构单元中的两种“锚杆”单元，实际上属于弹簧类力学构件，即仅可承受拉、压荷载，不可承受弯、剪荷载的结构单元。显然，用锚杆单元模拟锚杆自由段是非常恰当的，另外，在仅考虑内支撑轴向受力和变形的情况下，使用锚杆单元也是合适的。锚杆单元参数简单，只需定义其轴向刚度 EA 即可（2D 锚杆单元还需要定义间距）。如图 1.9 所示。

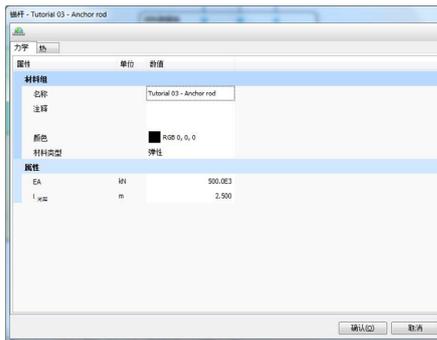
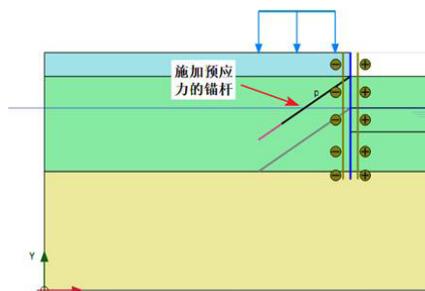
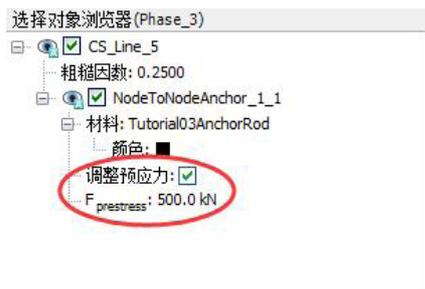


图 1.9 锚杆单元属性



(a) 锚杆施加预应力



(b) 锚杆预应力值定义

图 1.10 构件的预应力施加

需要注意的是，对施加预应力的构件（包括预应力锚杆、预应力内支撑），只能用锚杆单元来模拟。预应力的施加及其数值定义如图 1.10 所示。

对于需要考虑弯曲和剪切变形的内支撑构件，则可使用 3D 梁单元模拟。3D 梁单元模拟的基坑内支撑系统（包括冠梁、腰梁、内支撑等）及其材料属性见图 1.11~1.12。

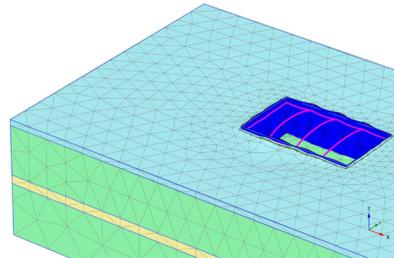


图 1.11 3D 梁单元模拟的内支撑系统

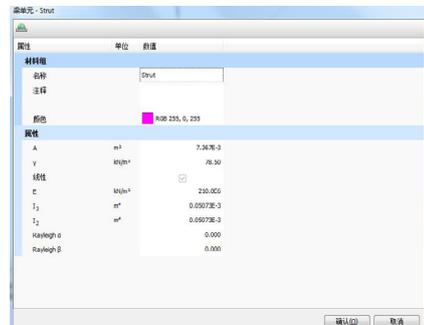


图 1.12 3D 梁单元的材料属性

基坑支护的锚杆系统，其锚杆承载力主要依靠锚固段与周围土层间的侧摩阻来提供，而 PLAXIS 中的嵌入式梁单元由梁单元与接触单元组成，接触单元代表结构与土的相互接触关系。该接触单元由弹塑性弹簧组成，可以计算锚杆锚固段与周围土层之间的弹性变形和塑性滑动。弹簧刚度与周围土体的剪切刚度相关，塑性强度由用户定义或按照周围土体强度确定。接触单元的计算原理见图 1.13 所示。

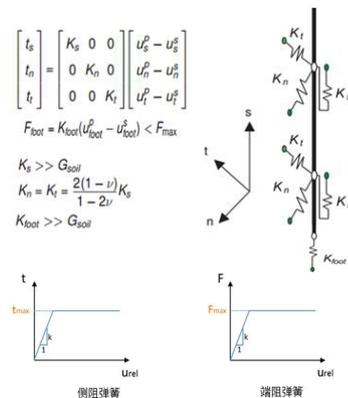


图 1.13 嵌入式梁单元的接触单元

接触单元强度的定义既可以为输入值，也可以为根据周围土层强度得到的计算值（折减系数 Rinter）。一般在具有试验数据或工程经验的情况下，



可以直接输入接触单元的强度参数值，如此可得到锚杆的极限承载力，见图 1.14。除了定义接触单元参数之外，嵌入式梁单元本身具有梁单元的性质，因此该单元的材料参数分为两部分，如图 1.15 所示。

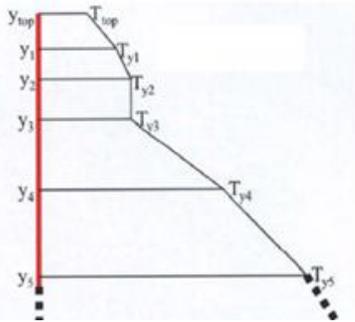


图 1.14 接触单元强度所定义的极限承载力



图 1.15 嵌入式梁单元的材料参数

对于复杂的基坑支护体系建模，可以综合采用 PLAXIS 软件中的命令行、拉伸、阵列、分解、合并等工具，也可以采用 PLAXIS 命令流快速建模，或者利用 CAD 图纸快速导入 PLAXIS 3D 来创建模型，如图 1.16 所示。

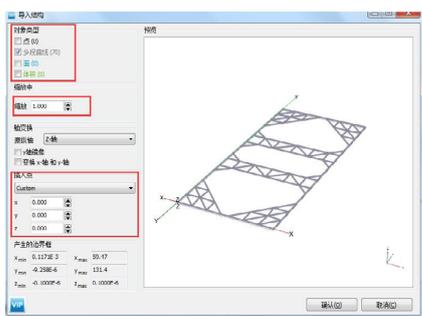


图 1.16 内支撑 CAD 文件导入 PLAXIS 模型

2. 基坑降水模拟

基坑开挖过程分析的另一个重要问题是地下水的控制。一般在高水位地区，都需要在开挖过程中同时降低坑内的地下水至坑底以下，地下水位的这种变化对地层位移及结构变形、内力等影响也比较明显。除了少数较浅基坑的明排降水之外，大部分深基坑均采用截水帷幕进行疏干降水。对于挡土结构外侧的截水帷幕，一般不作为受力结构参与分析，可以利用界面单元的透水性能来实现其截水性能，界

面单元透水性能设置及其所表达的结构体隔水效应见图 2.1~图 2.2。



图 2.1 界面单元渗透性定义

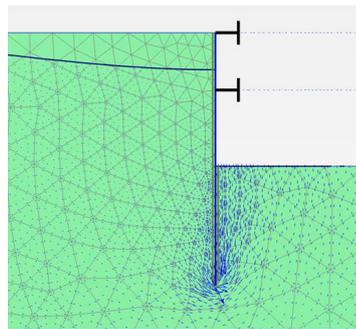


图 2.2 界面单元模拟的截水帷幕效应

2.1 封底式截水帷幕

对于封底式截水帷幕，我们一般认为坑内疏干降水对坑外水位的影响很小，因此可以直接定义基坑内外水位差，采用静水压力计算方法（孔压计算类型选择“潜水位”）得到挡土结构两侧的孔压分布。具体来讲，封底式帷幕底部进入弱透水层（相对隔水层），隔断坑内外水力联系，此时坑底含水层内孔压按照坑内低水位计算，而下卧弱透水层内孔压则可按线性插值计算。需要注意的是，此时已开挖土层必须“疏干”，即坑内为“干”开挖。

不同土层内孔压分布的计算，主要通过 PLAXIS 中土类组的孔压定义来实现，即选择基坑内相应位置的土层类组，在选择浏览器中修改其水力条件。比如坑底以下土层可将默认的“全局水位”（指地层初始的地下水位，与坑外水位一致）修改为“水头”，其水头值则对应坑内低水位位置（比如坑底高程，或者坑底以下 0.5m 高程），如图 2.3 所示。同样的，坑底下卧弱透水层、已开挖土层的水力条件则可分别修改为“内插”和“干”。坑内各土层的水力条件设置，如图 2.4 所示。

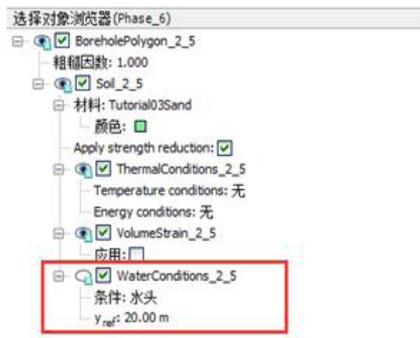


图 2.3 土层类组水力条件

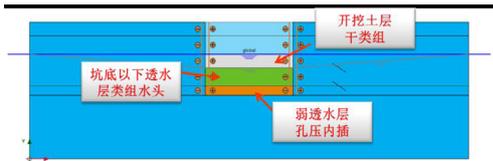


图 2.4 封闭式帷幕基坑降水的水力条件

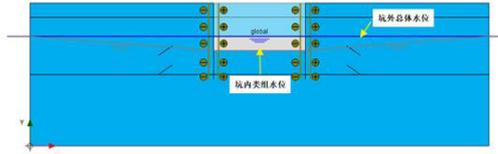


图 2.8 通过“干类组”定义的渗流边界条件

2.2 悬挂式截水帷幕

对于悬挂式截水帷幕，其底部并未进入相对隔水层，基坑内外的含水层存在水力联系，依然需要通过坑内疏干降水来降低坑内水位，此时一般需要计算渗流场（孔压计算类型选择“稳态地下水渗流”）。渗流计算时，孔压的计算方法不同于静水压力方法，需要首先确定渗流场，再根据渗流场确定孔压的分布。渗流场的确定主要与土层渗透性及模型水力边界条件相关，而与土层类组的孔压定义（如上节所述的方法）无关。

地下水渗流计算的水力边界条件对应到实际基坑工程周围和坑内的地下水分布状态。基本的水力边界条件为：坑外模型边界处定义为原地下水位，坑内开挖区域定义为坑底水位，形成坑内外的地下水水位差。在 2D 模型中，可以利用水位线来直接定义该水力边界条件，如图 2.5 所示。但要注意此时所定义的水位线仅代表水力边界条件，不同于实际的地下水渗流浸润线。地下水经过帷幕底部绕流的渗流场分布见图 2.6。

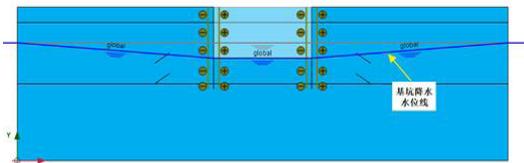


图 2.5 水位线定义基坑降水条件

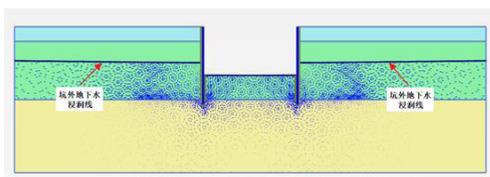


图 2.6 基坑降水渗流场及地下水浸润线

在 3D 模型中可以利用“疏干”已开挖土类组、或者在坑内定义面渗流边界等方式得到同样的对应坑内外水位差的水力边界条件，见图 2.7~图 2.8。



图 2.7 坑内开挖土层的疏干设置

2.3 基坑降水对地层位移的影响

在需要评估由于基坑降水引起地层位移的情况下，我们要考虑土层“内部”的降水问题，此时可以利用 PLAXIS 中的“井”和“排水体”工具对坑底地下水水位进行“预降水”。井单元作为模型内部的一种水力边界条件，需要指定其抽水流量及最大降水深度，如图 2.9 所示。在考虑降水过程对地层位移影响的情况下，甚至需要计算非稳定渗流场。通过基坑内的预降水渗流计算，便可得到降水对地层位移的影响，如图 2.10 所示。

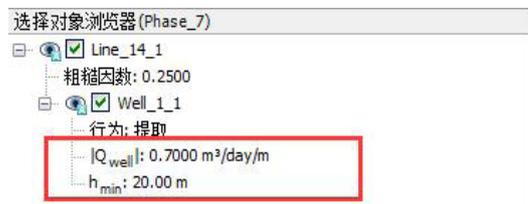


图 2.9 降水井流量及水头定义

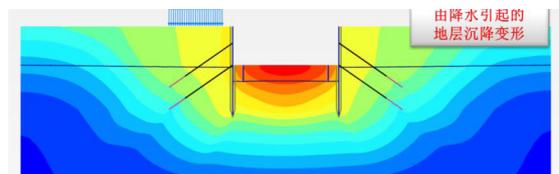


图 2.10 降水对地层位移的影响（抽水井）

3. 开挖过程及工况

基坑开挖是一个动态过程，在整个开挖过程中荷载及支护结构的受力体系处于不断变化之中，因此，一般讲信息化施工，就是对施工过程的监控、反馈及修正等。在有限元模型中模拟基坑的整个开挖、支护过程，就是将每一个施工阶段对应的工况反映到模型的变化当中，得到每一个施工步的分析结果，以及连续施工情况下整个模型的系统响应。对应到 PLAXIS 软件当中，主要是对每一个施工阶段进行开挖土层的冻结、相应支护结构的激活（包括接触关系）、荷载的激活与冻结、土层水力条件的修改等，如果考虑坑底土层加固等工程措施，还需要修改对应土层的材料属性。总之，基坑开挖分析是一个施工过程的模拟，必须注重施工顺序对整体工程系统的影响，图 3.1~图 3.2 表示了两个连续的施工阶段分析结果。

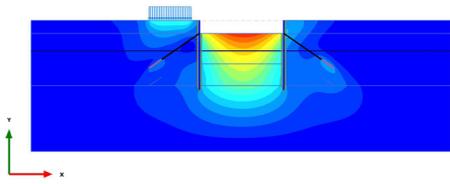


图 3.1 锚杆安装施工步

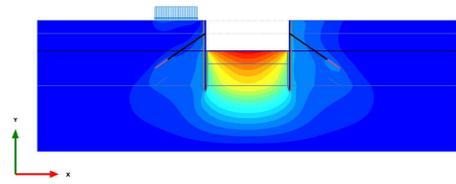


图 3.2 开挖下层土施工步

4. 小结

基坑支护结构除了要达到快速建模之外，还要注重简化结构的主要受力体系，采用恰当的结构单元，以达到高效、准确的求解分析。同时，对地下水控制的合理分析、孔隙水压力的准确评估，也关系到土层力学行为及结构受力情况的变化。为此，本文对挡土结构、结构与土层相互作用、内支撑系统及锚杆系统的模拟做了系统性介绍，并就基坑降水的水力条件问题做了讨论。此外，在施工过程模拟当中，要注意实际施工过程与模型分析工况的对应和吻合，以利用数值分析结果对施工过程给予比较准确的指导。

有关 PLAXIS 基坑开挖分析的更多资料，请关注筑信达 (www.cisec.cn) 网络课堂、知识库，以及案例教程：

- 板单元的材料重量参数如何计算
- PLAXIS 中结构 - 土相互作用的模拟
- 界面单元的材料属性
- 挡土结构两侧主被动区土压力如何输出
- 锚杆单元及其应用
- 锚杆预应力的施加
- 桩单元与土体的接触关系及承载力定义
- 基坑降水开挖的水力条件
- PLAXIS 渗流分析中结构体的透水性能定义方法
- 渗流分析中定义的水位线与渗流浸润线相同吗

PLAXIS 分步施工中常用结构对象及菜单的介绍

筑信达 孙立超

在 PLAXIS 软件中，提供了丰富的结构单元和菜单，可以在分步施工阶段中模拟不同土工结构物以及不同计算类型和不同计算工况。只有对这些结构单元的定义和菜单有一个清晰的认识，才能不会由于错误使用某些菜单而导致错误的计算结果。本节主要介绍分步施工阶段中常用结构对象的定义和常用菜单的概念。

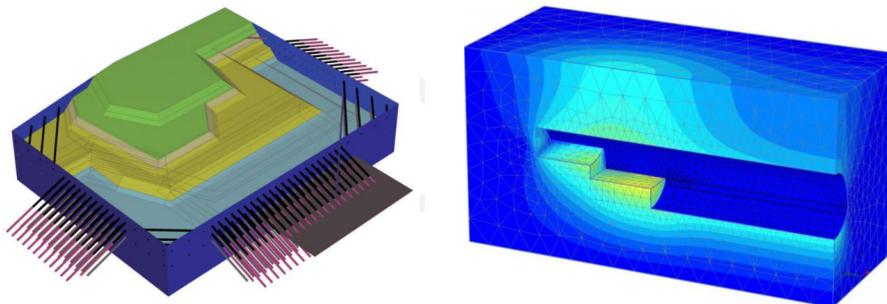


图 1 分步施工

1. 分步施工阶段的理解

数值模拟涉及的因素较多，这些因素有可能导致模拟的近似或者误差。因此要明确这些因素对整个数值模拟的影响。这些因素中几何的简化会对数值模拟结果产生很大的影响，而几何简化中的分步施工阶段模拟能否代表实际工况亦是不容忽视的。

岩土工程经常涉及不同荷载条件（包括地下水条件的改变）下的分步施工阶段。因为大部分临界应力状态、变形或者稳定性有可能出现在中间的分步施工阶段中，因此原则上这些情况都要考虑。但是，一般情况下，由于考虑的分步施工阶段越详细，几何模型越复杂，计算时间成本也越高，因此需要对分步施工阶段进行简化，当然简化必然会导致和实际工程施工阶段产生误差。所以要重视对分步施工阶段的模拟。

2. 分步施工结构对象的定义

在 PLAXIS 软件中，通过对几何对象的激活和冻结来实现分步施工阶段的模拟。对象的激活和冻结有三种常用的工具，即选择对象浏览器、模型浏览器和模型视图中右键下拉菜单。接下来针对典型的对象介绍分步施工中的定义内容和方法。

2.1 土体

当在模型视图中选中要激活或冻结的对象后，在选择对象浏览器中会显示选中对象的属性信息，在每种属性信息前面都会有对应的勾选框。当勾选框选中，代表激活该对象。反之，勾选框未选中，代表该对象为冻结状态，模型计算不会考虑该属性。

当在模型视图中选择土体后（图 2），选择对象浏览器中列出了土体的相关属性信息。土体单元的第一个信息就是材料，在分步施工阶段可以更改已经定义好的材料信息。当模拟基坑加固时，只需要将材料更改为加固体材料属性即可。PLAXIS 2D 软件中还包含是否考虑强度折减选项，程序默认勾选，即认为土体折减。对某些情况下，不考虑浅层滑坡时，可以将浅层土体勾选为不考虑强度折减法，这样有利于节约计算时间，排除我们已经知道不会破坏的土层，或者排除产生不真实浅层破坏机理的土层（图 3）。

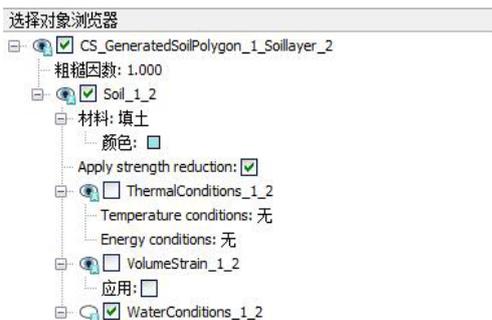


图 2 选择对象浏览器 - 土体激活

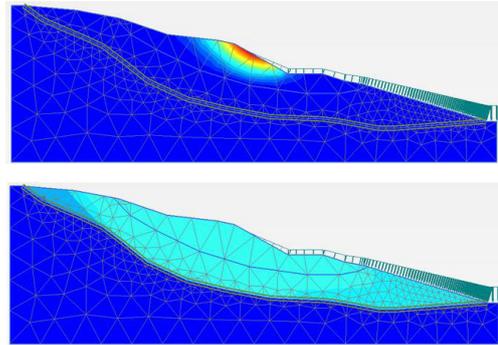


图 3 浅层土体考虑强度折减与否安全性计算滑裂面

当勾选掉 Soil 前面勾选框时代表冻结土体（图 4），注意此时水力条件前面的勾选框仍然处于选中状态。这意味着当该部分土体处于水位以下时，该部分土体水力条件未改变。以基坑开挖为例，该过程即代表水下开挖。如果想要模拟先降水在开挖即土体处于水位线以上，那么需要勾选掉水力条件前面的勾选框。

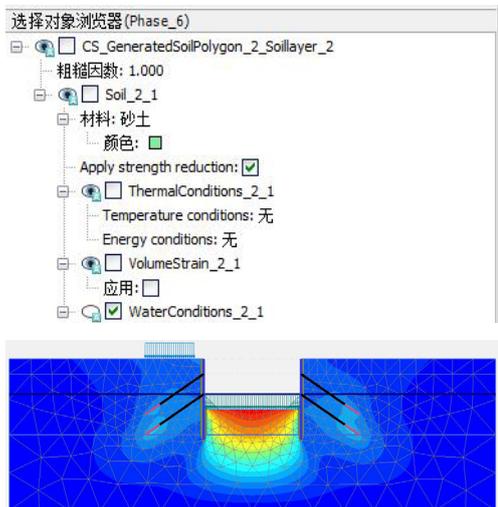


图 4 选择对象浏览器 - 土体冻结

2.2 板单元

当在模型视图中选择板单元后，选择对象浏览器中列出了板单元的相关属性信息（图 5）。和土体类似，也可以选择对板单元是否进行强度折减（锚杆、embeddedpile 等其它结构单元该选项功能一样）。在安全性计算时，如果对结构进行折减，则一定要将结构的材料类型修改为弹塑性，并指定材料的极限强度。

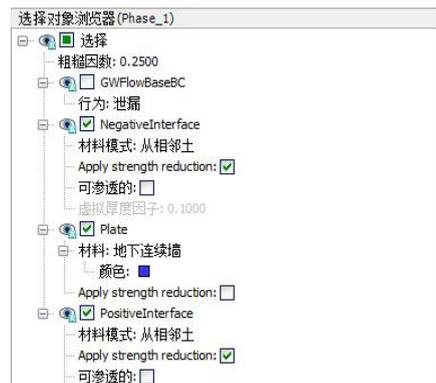


图 5 选择对象浏览器 - 板单元

注意程序默认正负界面单元也同时选中。通过更改界面单元的材料模式，可以为界面单元选择材料。一般情况下，使用从相邻土来模拟。当已知界面单元材料信息后可以单独为界面单元选择材料。通过更改界面单元的可渗透性，可以用来模拟止水作用。程序默认界面为透水的。

2.3 锚杆单元

当在模型视图中选择锚杆单元后，选择对象浏览器中列出锚杆单元的相关属性信息（图6）。需要注意，在结构模式中调整预应力选项不会显示，这是由于预应力不是锚杆本身的固有属性。一般在分步施工阶段才会定义该值。当锚杆选中时，勾选调整预应力将会出现 Fprestress 输入框（图7），可以在此输入单根锚杆预应力的大小。

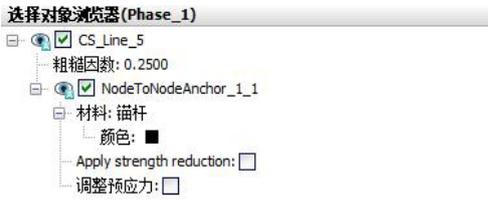


图6 选择对象浏览器 - 未选中调整预应力

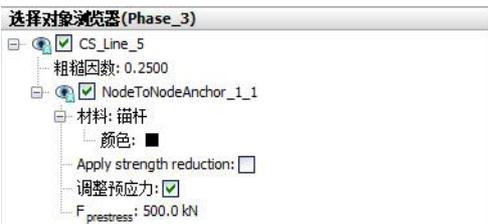


图7 选择对象浏览器 - 选中调整预应力

2.4 荷载

当在模型视图中选择点荷载后，选择对象浏览器中列出点荷载的相关属性信息（图8）。首先荷载分为静力荷载和动力荷载（图8），既可以在结构模式中定义也可以在分步施工阶段定义，并且都可以定义弯矩值。对静荷载部分，可以定义不同方向的荷载分量来创建一个任意方向、大小的静荷载。对动荷载部分，除了定义各个方向的荷载分量之外，还可以定义每个方向的动力乘子，即荷载随时间的变化规律。此时，通过激活与冻结静荷载与动荷载的任意组合，如，同一位置只激活静荷载，同一位置只激活动荷载，或同一位置同时激活静荷载和动荷载。



图8 选择对象浏览器 - 点荷载

计算中使用的动荷载由两部分组成，一是动荷载各个方向分量的大小，二是动力乘子的大小，因此，动力荷载 = 荷载输入值 × 动力乘子，二者必须同时定义才能进行正确的动力计算。在属性库中可以定义不同的动力乘子，如图9所示。



图9 在属性库中定义动力乘子

动力乘子分为位移乘子和荷载乘子，以荷载乘子为例，可以按照乘子的变化规律，采用简谐荷载乘子或列表荷载乘子，荷载乘子的定义窗口见图10。

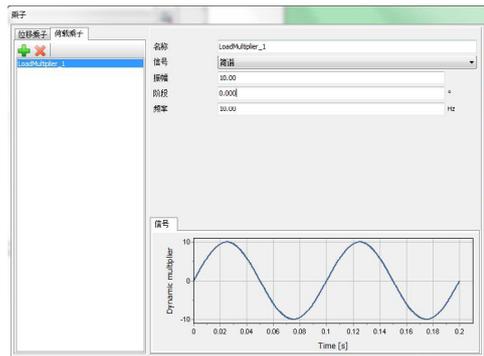


图10 简谐荷载乘子的定义

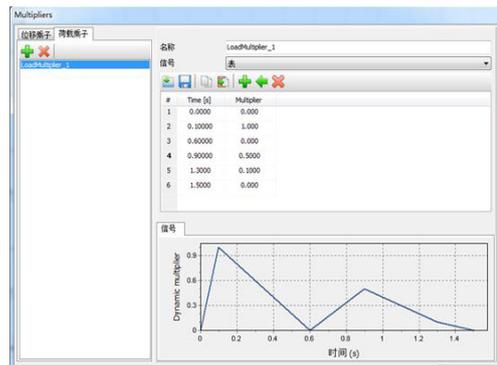


图11 列表荷载乘子的定义

线荷载的分布形式有多种，见图12。比如，当选择分布形式为统一的，那么荷载分布可以定义为图13所示。当选择分布形式为线性的，那么荷载分布可以定义为图14所示。

3D中的面荷载属性信息和上述点荷载和线荷载类似，可参照上述内容定义。

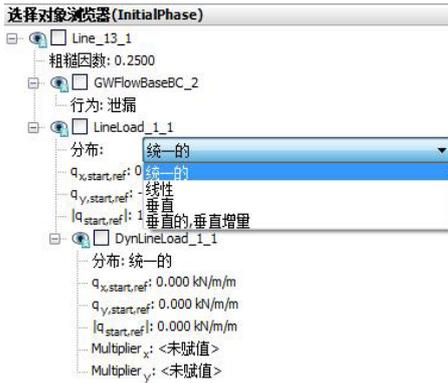


图 12 选择对象浏览器 - 线荷载

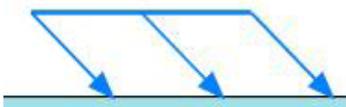


图 13 线荷载 - 统一的



图 14 线荷载 - 线性

3. 常用菜单概念

3.1 改变参考阶段

根据工程分析工况不同，分析类型不同可以在同一个阶段（父阶段）后面添加多个阶段（子阶段）。比如，初始阶段之后，想要分别考虑塑性计算和固结计算不同工况下的安全系数，此时只需要在初始阶段后面定义两个阶段，阶段 1 和阶段 9。然后阶段 1 和阶段 9 分别定义塑性计算和固结计算，并且分别添加安全性计算，如图 15 所示。

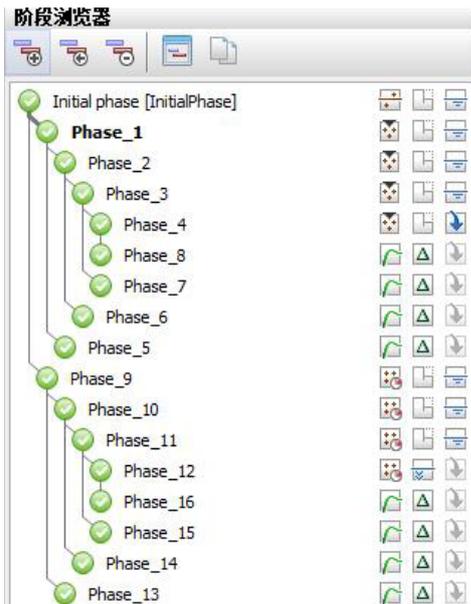


图 15 阶段浏览器 - 不同计算类型

3.2 初始应力计算

岩土工程问题分析当中，在施加工程荷载或分

步施工之前，首先要进行初始地应力的平衡计算，即工程问题开始之前，最初的地层应力分布情况。土层中的初始应力主要与土体的自重和形成历史有关。PLAXIS 中关于初始应力的计算主要有三种方法：K0 过程、重力加载和场应力。

K0 过程

初始应力分布包括竖向（有效）应力和水平（有效）应力，二者之间的关系用 $\sigma'_{h,0} = K_0 \sigma'_{v,0}$ 表示。在程序中正常固结土的 K0 默认值计算方法为 Jaky (1948) 的经验公式 $K_0 = 1 - \sin(\phi')$ 。超固结土的 K0 值用超固结比 OCR 或上覆压力 POP（适用于高级本构模型，不包含 MC 模型）表达土层的应力历史。该方法试用条件，地表水平，土层和潜水位均平行于地表。

重力加载

重力加载就是一种塑性计算，土体自重作为荷载。该方法使用条件，当不考虑构造应力时，当地表、土层和潜水位非水平。

场应力法

场应力法用来考虑构造应力，可以直接输入应力大小和方向，生成均匀应力场（图 16）。注意由于应力是直接指定的，此时地层材料自重要为零。由于边界处的应力场不平衡因此需要将模型边界全部约束。

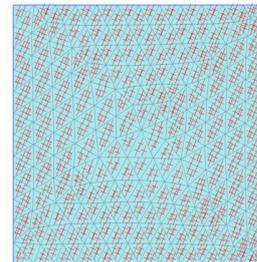


图 16 场应力

3.3 重置位移为零

重置位移为零是指当前计算阶段计算时不考虑上一阶段已经产生的位移。例如，生成初始应力，计算类型为重力加载时，由此产生的位移没有任何物理意义，因此需要选中该选项，将位移重置为零。如果没有选中该选项，则先前计算阶段产生的位移将增加到当前计算阶段。



图 17 重置位移为零选项

3.4 边界条件

程序的默认边界条件设置在模型浏览器 >> 模型

条件中，包含变形边界条件、地下水边界条件和动力边界条件等。

程序默认变形边界条件为顶部自由、底部全部约束以及侧面法向约束，竖向自由。一般情况下都使用默认边界条件。在特殊情况下，也可以根据实际边界条件修改默认边界条件，每个方向有五种选项可以选择，即自由、法向约束、水平向约束、竖向约束和全部约束。

以 2D 地下水流动边界条件为例，程序默认顶部和侧向打开，底部封闭。特别要注意当模型为轴对称时，由于对称性在对称轴的边界上要将侧向边界改成关闭。

当考虑动力作用时，需要定义动力边界条件。以 2D 动力边界条件为例，程序默认 X 轴最小值与 X 轴最大值边界为粘性边界，Y 轴最小值和最大值为无，固定所有节点为无。此时适用于地震波沿 X 方向传播。

3.5 计算状态表示

当计算完成后，在阶段窗口 >> 最近计算的日志信息中会显示计算成功与否的相关信息提示。比如当计算成功后，提示确认。当计算失败时，有可能会提示土体将要倒塌。请核对输出结果 [错误代码: 101] (图 18)，此时要根据错误代码，找到参考手册附录 G (2D) 计算警告和错误代码提示、附录 I (3D)

计算警告和错误代码提示。根据表中给的提示信息进行修改 (图 19)。



图 18 阶段窗口日志信息

Error code	Message	Hint
101	Soil body collapses.	The program has detected soil failure. Please evaluate the calculation results in Output to show why it fails

图 19 错误代码 101 提示

4. 小结

根据日常技术支持工作经验以及参考手册相关章节，主要介绍了分步施工阶段中工况的实现和常用结构单元及菜单的概念。更多相关内容请访问筑信达教学视频和网络课堂，如下：

- [关于初始应力计算](#)
- [对称模型的边界条件](#)
- [土体将要倒塌如何解决?](#)
- [分步施工基本概念](#)



阶段施工中的变支座条件

筑信达 张志国

如图 1 所示的空间网壳结构，上部为圆钢管杆件，下部为混凝土梁柱，二者通过混凝土柱顶的固定铰支座相连接。对于常规的线性静力分析，由于双层柱面网壳的扁拱效应，其在自重荷载作用下必将对柱顶产生水平推力及相应的水平位移。某些情况下，过大的柱顶水平位移可能会导致混凝土柱的侧向位移角超限，无法满足结构的刚度要求。

有鉴于此，柱顶支座在施工期间往往采用滑动铰支座，同时承受结构的自重荷载。施工完成后再将滑动铰支座固定为固定铰支座，同时承受后续的活荷载、风荷载或地震荷载。如此即可消除自重荷载作用下柱顶水平位移，但也可能造成网壳杆件的内力及竖向位移的增加。因此，工程师必须在阶段施工分析中改变柱顶的支座条件，同时校核上部结构的内力和变形是否满足强度和刚度要求。

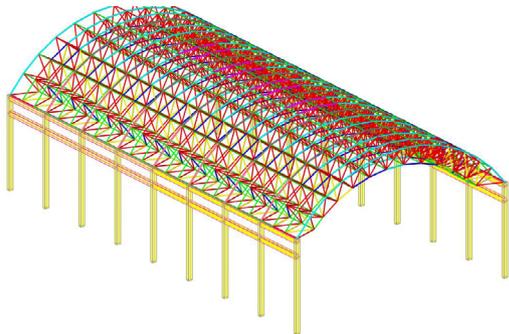


图 1 双层柱面网壳的空间结构

为了在不同的施工阶段中实现“变支座条件”，推荐采用零长度的连接单元模拟柱顶支座，之后利用阶段施工工况中【改变截面】的操作修改支座条件。具体的操作步骤及注意事项如下：

第一，任意选择沿结构纵向的一排柱（共 9 根），依次在每个柱顶节点处生成两个几何位置相同的节点，分别为柱顶节点和网壳节点。本操作可参阅筑信达知识库文档《交叉杆件的销钉连接》、《排架柱的偏心模拟（四）》以及《如何在已有节点的位置处生成新的节点》等等，此处不再赘述。

第二，分别定义 Hinge 和 Horizon 两个线性（Linear）连接属性，如图 2 所示。前者用于模拟固定铰支座，同时勾选 U1、U2、U3 且【解耦合】刚度值均为 10^{12} kN/m；后者用于模拟滑动铰支座，仅勾选 U1 且【解耦合】刚度值为 10^{12} kN/m。



图 2 线性连接属性的定义

Horizon 中勾选的 U1、U2 或 U3 与连接单元的局部轴方向密切相关。默认情况下，零长度连接单元的局部 +1 轴竖直向上（即 +Z 方向），故此处勾选 U1。对于非默认的局部轴方向，则应勾选与竖直方向相平行的自由度分量。

上述连接属性的定义中并未采用固定（Fixed）自由度，而是输入 10^{12} kN/m 的解耦合刚度值。这是因为 SAP2000 内部会将固定自由度自动转换为节点约束（Constraint），而节点约束在阶段施工分析中无法改变（类似于节点支座），故只能输入大刚度值来模拟两个节点间的刚性行为。“大刚度”的具体取值与连接材料的弹性模量相关，以常用的 C30 混凝土（弹性模量 30GPa）为例，连接属性的轴向刚度可取为单位体积混凝土（1m×1m×1m）轴向刚度的 10000 倍。具体如下：

$$AE/L = 10^4 \times (1 \times 1 \times 30 \times 10^9 / 1) = 30 \times 10^{13} \text{ N/m} = 3 \times 10^{11} \text{ kN/m} \approx 10^{11} \text{ kN/m}$$

其它截面刚度（如弯曲刚度、剪切刚度或扭转刚度）的取值与上述轴向刚度基本处于同一数量级，故可统一取为 10^{11} kN/m 或 10^{11} kN·m/rad。由于钢材的弹性模量（如 200GPa）通常比混凝土高出一个数量级，故与之相连的连接单元的刚度值可统一取为 10^{12} kN/m 或 10^{12} kN·m/rad。

第三，在柱顶节点处绘制零长度的两点连接单元，连接属性选择 Hinge。如图 3 所示，由于柱顶节点与网壳节点的几何位置重合，故需要在同一位置处连续点击两次并在弹出的选择列表中分别选择第一个和第二个节点标签。



图 3 绘制零长度的两点连接单元

第四，定义非线性阶段施工工况，共计两个施工阶段。其中，阶段1将固定铰支座修改为滑动铰支座，同时施加自重荷载 DEAD，如图4所示；阶段2将滑动铰支座恢复为固定铰支座，同时施加活荷载 LIVE，如图5所示。



图4 固定铰支座 → 滑动铰支座

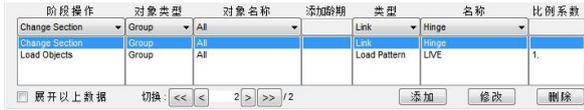


图5 滑动铰支座 → 固定铰支座

如图6所示，对比两个施工阶段的结构变形图可以看出：由于阶段1中的柱顶支座为滑动铰支座，故柱顶水平位移为零；同理，由于阶段2中的柱顶支座为固定铰支座，故柱顶水平位移非零。该结果足以

证明本文介绍的“基于【改变截面】操作在阶段施工分析中实现变支座条件”的有效性和可操作性。

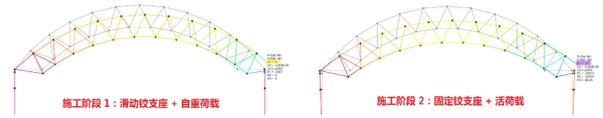


图6 结构变形图

除本文介绍的方法外，读者也可以尝试在阶段施工分析中利用【改变释放】或【添加 / 移除构件】等操作来实现变支座条件的目的。由于篇幅有限，本文不再一一介绍。

事实上，SAP2000作为一款通用的结构分析与设计软件，虽然无法提供太多“一键式”或“傻瓜式”的便捷操作，但只要能深刻理解软件的基本功能并灵活应用，往往可以有效处理各种常规或非常规的实际问题。总之，乐于学习，勤于思考，善于总结，并辅之以结构力学概念和工程实践经验，必能做到如鱼得水、游刃有余。

CSI 程序在隔震应用中的常见问题精选

筑信达 曾 亚

隔震结构因其在抗震性能上的优越性，成为国内外工程界关注与应用的热点之一。随着隔震技术的发展与成熟，隔震建筑被广泛应用于大量实际工程中，如学校、住宅、医院、体育场馆、机场航站楼以及一些工业类建筑等。CSI (SAP2000、ETABS) 程序在隔震分析方面具有独特的优势，是工程师们实现隔震结构设计的常用软件。

很多用户通过筑信达官方在线支持系统，就软件应用问题与我们进行沟通和交流，展开广泛而深入的讨论与研究，其中也不乏隔震设计在程序中实现的相关问题。在此，特别精选出最具有代表性的几个问题，将解答过程进行梳理，呈现给更多的用户。希望能够帮助用户避开常见应用误区、拓展思路，更好地使用程序完成隔震分析及设计相关的工作。

在此，要特别感谢提出文中问题的工程师们！因为你们严谨的工作态度和积极钻研的精神，促使我们之间的深入探讨与研究，过程中彼此都收获了很多知识和经验。同时，也欢迎更多的用户关注和使用在线支持系统。

【问题1】进行FNA分析时，选择何种模态分析方法？

首页 > 问题详情

编号: 1233 主题: 带damper单元的结构非线性动力时程分析方法选择及设置 状态: 已完结 修改

版本号: V9.7.4 产品: CSI-ETABS-NLC-2015(已购) 创建日期: 2016/04/22 17:16:28 结束日期:

关键词: damper单元, 非线性动力时程分析, 模态分析方法

客户名称:

当对带damper单元的结构进行非线性动力时程分析时，存在以下两个问题：

(1) 模态分析方法采用特征向量法和Ritz法得到的时程计算结果差别较大！

(2) 当采用Ritz法时，阶数数取得不当时，尽管模型质量参与系数已经远远满足90%的要求，但计算结果仍然相差很大。

下图以时程分析得到的总剪力为例，将特征向量法和不同阶数的Ritz法的总剪力曲线对比，且按不同阶数的模型参与系数列表。可以看到，特征向量法计算结果最小，而Ritz法模型数少时计算结果几乎呈直线分布，明显不合理，只有当模型数超过150（本模型为刚）时才能得到正确的结果（该结果已采用直接积分法进行验证）。

请用户对带damper单元的结构进行非线性动力时程分析时，如何正确选择模态分析方法的选择及参数设置作出解答，谢谢！

方案	UX (%)	UY (%)	RZ (%)
特征向量法	97.7943	97.7943	97.7943
Ritz-30	98.1373	79.1413	76.5953
Ritz-80	99.9988	99.9988	100
Ritz-150	100	99.9991	100
Ritz-200	100	100	100

问题描述:

图1 用户问题

解答:

程序 (SAP2000、ETABS) 中提供两种模态分析方法: 特征向量法和 Ritz 向量法。

特征向量法用于求解结构在无阻尼自由振动状态下的模态和频率, 自振模态的结果对于理解结构本身的动力特性是非常有帮助的。Ritz 向量法用于求解由特定荷载激励的模态, 这种方法可有效避免计算不参与动态响应的、对结果精度没有贡献的振型。基于初始荷载向量的 Ritz 向量模态, 不像自由振动模态那样表达结构的固有特性。但在考虑相同计算振型数目的前提下, 使用 Ritz 向量法能够获取更高的结构质量参与系数。在基于模态叠加法的反应谱和时程分析中, Ritz 向量法是 CSI 推荐的模态分析方法。

对于隔震结构, 通常采用 FNA 法进行分析, 该方法基于模态分析的结果。为保证 FNA 法结果计算的高效和准确性, 强烈建议模态分析采用 Ritz 向量法。

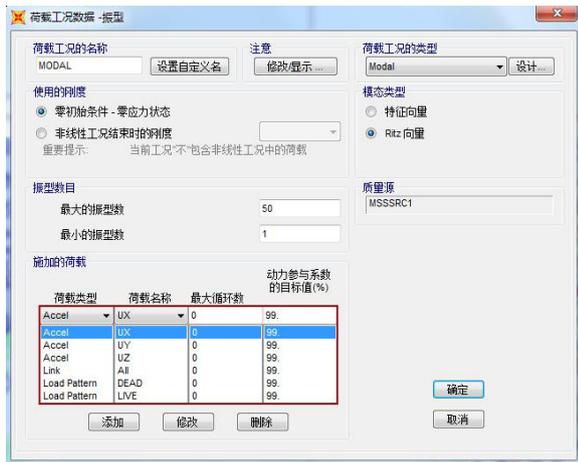


图 2 Ritz 向量法模态工况

如图 2 所示, 在定义 Ritz 向量法模态工况时, 用户需要输入【振型数目】和【施加的荷载】。

对于模态数的取值, 需保证足够的模态数量, 这要通过多次试算的过程来确定。一般初次输入估算的模态数量, 应大于连接单元非线性自由度与结构自身自由度及考虑的荷载数之和。模态数量需满足荷载参与系数达到一定要求 (其中, 静力荷载质量参与系数必须达到 100%, 动力荷载参与系数尽量高), 而非仅仅考察质量参与系数结果。更多内容, 详见【问题 2】解答。

另外, 用户需保证模态工况中包络所有的激励荷载自由度。在定义【施加的荷载】时可选择三种荷载类型: 加速度荷载、荷载模式、内置的非线性变形荷载。

对于常规结构, 一般考虑 X、Y 方向的加速度作为施加的荷载, 此时, 可基于模态分析的结果进行水平方向上的地震作用求解。若要考虑竖向地震作用, 则需要同时施加 Z 方向的加速度。

对于隔震结构或消能减震结构, 由于模型中存在使用连接单元模拟的隔震器或者消能减震器, 在进行模态分析时 (如图 2), 需要在施加的荷载中考虑连接单元的非线性变形荷载和恒、活荷载 (地震时程工况的初始条件)。

【问题 2】如何判断 Ritz 模态数量是否足够?



图 3 用户问题

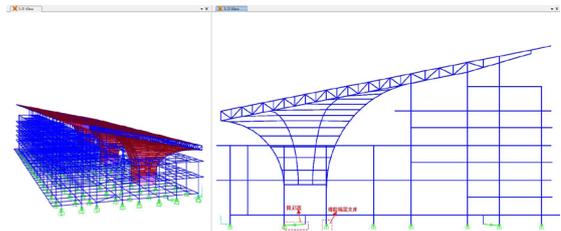


图 4 用户模型

解答:

用户模型为底部隔震结构, 使用基于 Ritz 向量法的 FNA 进行时程分析。出现底层柱底剪力大于基底剪力的现象, 这是由于模态工况中的模态数量不足造成的。

模型 (图 4) 中底部放置橡胶隔震支座, 其中铅芯橡胶支座 (两个水平方向考虑非线性属性) 共 82 个, 以及 4 个阻尼器 (轴向考虑非线性属性)。由此可知, 该模型的连接单元非线性自由度数量为 168 (即 $82 \times 2 + 4 \times 1$)。

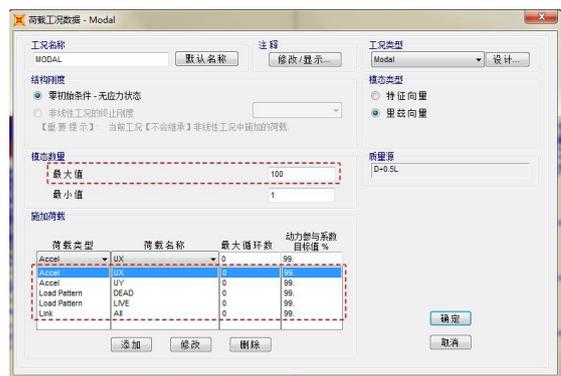


图 5 模态工况设置

模态数量取值应大于结构本身的自由度 (Ns) 与连接单元非线性自由度 (NLink) 及考虑的荷载数 (NLoad) 之和; 其中, Ns 一般取为楼层数的 3 倍; 初始荷载向量考虑 DEAD、LIVE 工况时, 一个荷载工况对应一个模态即可, 则 NLoad 取为 2。

按照上述原则, 初次估算的模态数量 $N_0 = 3 \times 9 + 168 + 2 = 197$, 取为 200。而原模型中模态工况

考虑的模态数量最大值为100（图5），当模态求解数量小于连接单元非线性自由度时，很难得到静力荷载质量参与系数达到100%的结果，故无法保证分析结果的准确性。那么，模态数量取何值时才能保证分析结果的准确性？

唯一的处理方法是，基于初次估算的 N_0 ，逐级增加模态数进行试算，即取多组模态数 N_0 、 N_1 、 N_2 、 N_3 、 N_4 （该数组是以 N_{Link} 为公差的等差数列，即 $N_1=N_0+N_{Link}$ 、 $N_2=N_0+2*N_{Link}$ 、 $N_3...$ 以此类推），直到求得稳定的结果。Ritz 向量法的好处就是随着模态数量的增加结果逐渐逼近真实值，这一点对于特征值向量法不一定适用。

基于上述方法，对于用户模型取四组模态数200、368、536、704进行试算，观察不同模态数量时的计算结果（本例以时程工况下X向基底反力作为观测量）。

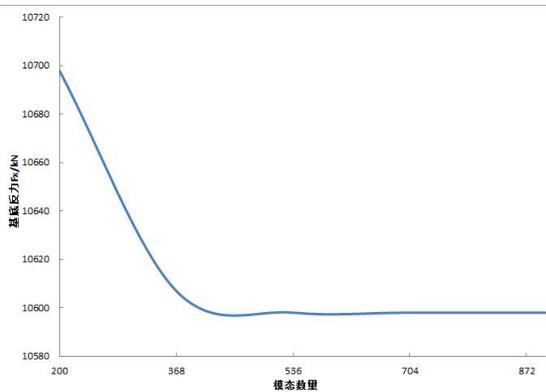


图6 结果对比图

从图6可以直观地了解到，随着模态数量的增加，底部剪力的结果逐步趋于稳定，当模态数量取536时结果已收敛。原则上讲模态数量越多结果越精确，但计算耗时也越长。用户需平衡计算精度与计算效率。对于该模型，建议取模态数量为536，能满足工程精度的要求即可。

完成分析后，查看荷载参与系数（图7），命令路径：**【显示】>【表格】>【结构输出】>【Model Information】>【Table: Model Load Participation Ratios】**。

如图7 a)，当模态数量取536时，静力荷载参与系数均达到100%，连接单元的动力荷载参与系数均值达到70%以上，满足要求。对比模态数量取200时，如图7 b)，部分连接单元对应的静力荷载参与系数未达到100%，并且连接单元的动力荷载参与系数非常低，远达不到要求的水平。这也印证了图6呈现的模态数量与计算结果的关系。

OutputCase	ItemType	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	100	100
MODAL	Acceleration	UY	100	100
MODAL	Load Pattern	DEAD	100	87.4129
MODAL	Load Pattern	LIVE	100	83.9062
MODAL	Link	1 (U1)	100	80.378
MODAL	Link	1 (U2)	100	70.0184
MODAL	Link	1 (U3)	100	80.378
MODAL	Link	1 (R1)	100	80.378
MODAL	Link	1 (R2)	100	80.378
MODAL	Link	1 (R3)	100	80.378
MODAL	Link	2 (U1)	100	73.877
MODAL	Link	2 (U2)	100	75.1675
MODAL	Link	2 (U3)	100	73.877
MODAL	Link	2 (R1)	100	73.877
MODAL	Link	2 (R2)	100	73.877
MODAL	Link	2 (R3)	100	73.877
MODAL	Link	3 (U1)	100	79.7137
MODAL	Link	3 (U2)	100	75.924
MODAL	Link	3 (U3)	100	79.7137
MODAL	Link	3 (R1)	100	79.7137
MODAL	Link	3 (R2)	100	79.7137
MODAL	Link	3 (R3)	100	79.7137
MODAL	Link	4 (U1)	100	81.0486
MODAL	Link	4 (U2)	100	68.8723
MODAL	Link	4 (U3)	100	81.0486
MODAL	Link	4 (R1)	100	81.0486
MODAL	Link	4 (R2)	100	81.0486
MODAL	Link	4 (R3)	100	81.0486
MODAL	Link	5 (U1)	100	78.0792
MODAL	Link	5 (U2)	100	79.7297
MODAL	Link	5 (U3)	100	78.0792
MODAL	Link	5 (R1)	100	78.0792
MODAL	Link	5 (R2)	100	78.0792
MODAL	Link	5 (R3)	100	78.0792
MODAL	Link	6 (U1)	100	82.4218
MODAL	Link	6 (U2)	100	82.8464
MODAL	Link	6 (U3)	100	82.4218

a) 模态数取 536

OutputCase	ItemType	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Link	108 (U3)	100	14.3428
MODAL	Link	108 (R1)	100	14.3428
MODAL	Link	108 (R2)	100	14.3428
MODAL	Link	108 (R3)	100	14.3428
MODAL	Link	109 (U1)	100	11.0809
MODAL	Link	109 (U2)	100	8.4147
MODAL	Link	109 (U3)	100	11.0809
MODAL	Link	109 (R1)	100	11.0809
MODAL	Link	109 (R2)	100	11.0809
MODAL	Link	109 (R3)	100	11.0809
MODAL	Link	110 (U1)	85.183	0.7203
MODAL	Link	110 (U2)	77.2395	0.2094
MODAL	Link	110 (U3)	85.183	0.7203
MODAL	Link	110 (R1)	85.183	0.7203
MODAL	Link	110 (R2)	85.183	0.7203
MODAL	Link	110 (R3)	85.183	0.7203
MODAL	Link	111 (U1)	88.4618	1.4312
MODAL	Link	111 (U2)	76.7627	0.646
MODAL	Link	111 (U3)	88.4618	1.4312
MODAL	Link	111 (R1)	88.4618	1.4312
MODAL	Link	111 (R2)	88.4618	1.4312
MODAL	Link	111 (R3)	88.4618	1.4312
MODAL	Link	112 (U1)	86.8141	3.0237
MODAL	Link	112 (U2)	66.3712	0.8988
MODAL	Link	112 (U3)	86.8141	3.0237
MODAL	Link	112 (R1)	86.8141	3.0237
MODAL	Link	112 (R2)	86.8141	3.0237
MODAL	Link	112 (R3)	86.8141	3.0237
MODAL	Link	113 (U1)	75.3093	0.5166
MODAL	Link	113 (U2)	67.1897	0.0315
MODAL	Link	113 (U3)	75.3093	0.5166
MODAL	Link	113 (R1)	75.3093	0.5166
MODAL	Link	113 (R2)	75.3093	0.5166
MODAL	Link	113 (R3)	75.3093	0.5166
MODAL	Link	114 (U1)	83.7395	0.1198
MODAL	Link	114 (U2)	79.7088	0.0316
MODAL	Link	114 (U3)	83.7395	0.1198
MODAL	Link	114 (R1)	83.7395	0.1198

b) 模态数取 200

图7 不同模态数量下的荷载参与系数

当Ritz 模态数量取536时，时程工况下X向的基底反力和柱底剪力结果如下，没有出现原始问题中描述的底层柱底剪力大于基底剪力的现象。

分析结果	Fx/kN
底层柱底剪力	10202
水平向基底反力	10598

小结:

基于 FNA 法的隔震时程分析，必须考虑足够的模态数量，使之满足荷载参与系数达到一定数量的要求，来确保 FNA 法计算结果的准确性。模态数量不足会导致非真实的分析结果。模态数量的取值，应注意以下几点：

1. 初次计算的模态数量 $N_0 \geq N_s + N_{Link} + N_{Load}$ 式中 N_s 为结构本身的自由度数，可按 3 倍的楼层数量估算； N_{Link} 为连接单元非线性自由度数； N_{Load} 为考虑的荷载数（例如恒载、活载）。注意，Ritz 模态工况中要包络所有的激励荷载自由度。

2. 判断模态数量是否足够，可查看荷载参与系数。一般要求静力荷载参与系数全部达到 100%，动力荷载参与系数应尽可能大。

静力荷载参与系数用于衡量计算的模态表达给定静力荷载响应的优劣程度。100% 的静力荷载参与系数，代表这些模态能够准确地表达给定的静力荷载。

类似地，动力荷载参与系数衡量计算的模态表达给定动力荷载响应的优劣程度，它是质量参与系数概念的延伸。当动力荷载质量参与系数达到 100% 时，代表计算的模态可以准确地捕捉到结构的高频响应。但多数情况很难得到 100% 的结果，也没有必要。一般要求动力荷载参与系数尽量达到较高水平即可。

3. 采用逐步增加模态数量的方式多次试算，可以验证模态数量是否足够。即基于初次估算模态数量 N_0 ，逐级（按 N_{Link} 的倍数）增加模态数进行多次试算，直到求得稳定的结果。

【问题 3】FNA 法中如何考虑 P-Delta 效应？

解答:

定义 FNA 时程分析工况时，并没有几何非线性选项来考虑 P-Delta 效应。这时，应在模态工况定义时考虑 P-Delta 效应，同时在定义连接单元时设置 P-Delta 参数。

1. 在模态分析中考虑 P-Delta 效应

在 ETABS 中预设 P-Delta 荷载工况后（命令路径：【定义】>【P-Delta 选项】），模态工况将自动考虑 P-Delta 效应，如图 8 所示。

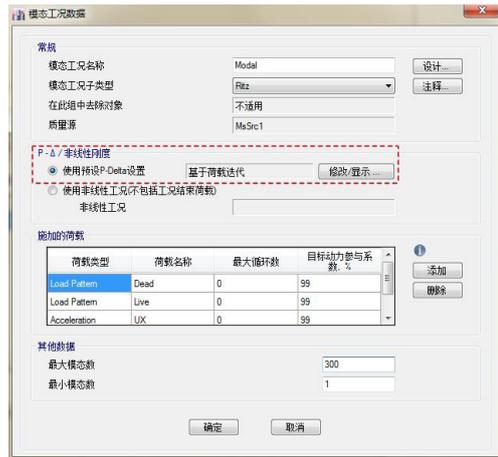


图 8 预设 P-Delta 效应

在 SAP2000 中，需要提前定义非线性静力工况作为模态工况的初始条件，在此工况中通过几何非线性选择考虑 P-Delta 效应，如图 9 所示。然后，在模态工况中将初始条件选择为接力先前定义的非线性工况，如图 10 所示。

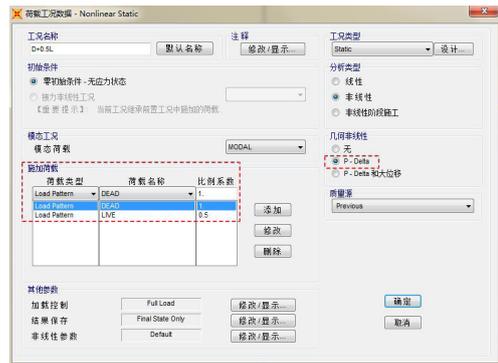


图 9 考虑 P-Delta 效应的非线性静力工况



图 10 模态工况设置

2. 在连接单元中设置 P-Delta 参数

水平位移 U_2 或 U_3 在轴力作用下会产生附加弯矩，总的 P-Delta 弯矩可以按下列三种方式分配至节点：

- 由两端的等值反向的剪力在单元长度上产生的弯矩
- 在端部 I 的弯矩
- 在端部 J 的弯矩

用户可以在连接单元的 P-Delta 参数中输入相应的比例系数，来设定总的 P-Delta 弯矩的分配方式。因三种分配方式的比例系数之和为 1，故仅开放前两个参数进行输入。一般情况下，隔震器只使用弯矩项（即剪力项设为 0），如图 11 所示；阻尼器仅使用剪力项；对于摩擦摆隔震器，一般将所有弯矩分配在底盘一端，滑动器一端不分配弯矩值。

对于零长度的连接单元，程序将自动忽略对剪力指定的系数；若其余项的分配系数为零，则默认设置为 0.5。

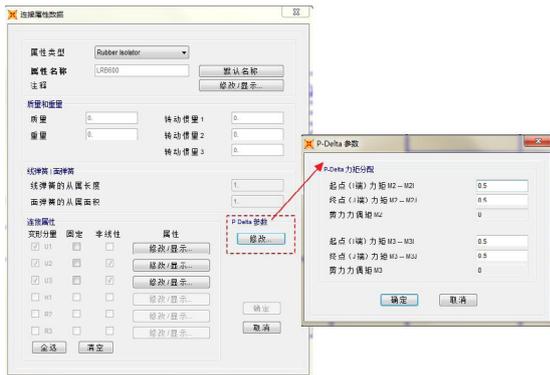


图 11 连接单元 P-Delta 参数

【问题 4】 隔震结构警告信息如何处理？

如图 13 模型为普通的混凝土框架结构，底部布置普通橡胶支座和铅芯橡胶支座，对隔震结构进行基于 Ritz 模态的快速非线性 (FNA 法) 分析的过程中，程序给出一系列警告信息如图 12。



图 12 用户问题

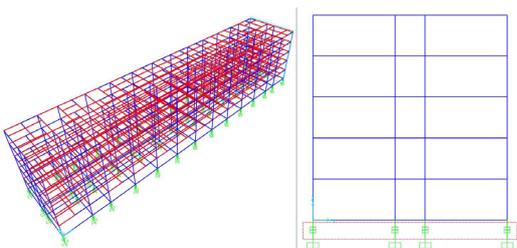


图 13 用户模型

解答：

问题中出现的警告信息可分为①、②两类，下

面分别说明这两类警告信息产生的原因和处理方法。

1. Ritz 向量法与非节点荷载

基于 Ritz 向量法的模态分析中，如果用户指定的某个初始荷载向量包含结构的自重荷载，则程序在运行分析的过程中会提示警告信息①如下。

```

*** WARNING ***
FOR STARTING LOAD VECTOR:          LOAD =      DEAD
LOAD IS APPLIED TO ONE OR MORE MASSLESS DEGREES OF FREEDOM,
CORRESPONDING RITZ MODES MAY BE UNAVAILABLE OR INACCURATE FOR DYNAMICS
    
```

该警告信息表明：由于初始荷载向量作用在无质量的自由度上，故程序可能会得到无效或错误的 Ritz 模态，进而可能会影响后续的动力分析结果的准确性。

这个问题涉及非节点荷载与质量自由度的关系。用户可以在对象模型（几何模型）中施加的各种非节点荷载，例如：

- 框架对象内部的集中荷载
- 框架对象的均布或非均布（如三角形或梯形分布）线荷载
- 面对象的均布面荷载或非均布的表面压力荷载（如静水压力、土压力等）
- 其它荷载（如自重荷载、温度荷载、孔隙压力等等）

程序在生成分析模型（有限元模型）的过程中，将以上的非节点荷载全部转换为等效节点荷载。这与结构力学中矩阵位移法处理非节点荷载的方法是完全一致的，如图 16 所示。

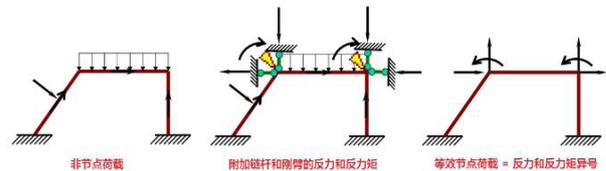


图 16 等效节点荷载

由上可知，非节点荷载的等效节点荷载包括两部分：等效的集中力荷载和等效的集中力矩荷载。而 CSI 程序（包括 SAP2000、ETABS、CSiBridge 等等）中的单元质量矩阵只有平动质量，并无转动质量（即转动惯量）。由此不难推断引起警告信息①的原因：即等效的集中力矩荷载作用在无转动惯量的节点上。基于上述分析，可以采用以下方法来避免该警告信息：

1) 直接约束所有节点的转动自由度。该方法虽然可以避免该警告信息，但绝对不能使用！具体原因显而易见，此处不再赘述。不过，如果计算模型为纯桁架结构（即：模型中的所有杆件均为拉压杆），该方法是没有问题的。

2) 为所有节点指定非零的转动惯量。通过指定节点附加质量来实现，命令路径：**【指定】>【节点】>【质量】**。（需要强调的是，此时应在质量源定义中勾选**【附加质量】**选项。）

事实上，在常规的结构动力分析中，通常无需考虑构件的转动惯量。所以，由非节点荷载所引起的质量自由度问题其实是可以忽略的。

不过，对于某些布置形式的 ETABS 减隔震模型中提示的质量自由度问题，却是一定不能忽略的，否则将影响时程分析中连接单元的计算精度，感兴趣的读者可阅读筑信达知识库文档《质量源定义与阻尼器布置》。

2. 剪切变形与无质量自由度

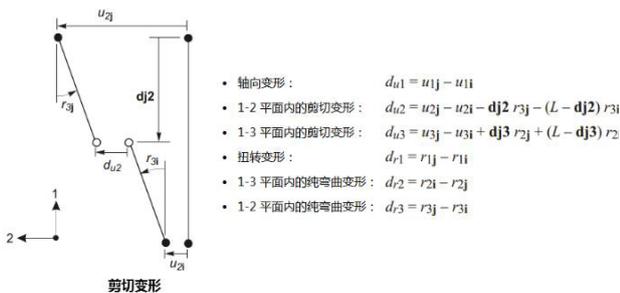
前面提到“用户模型”中布置了铅芯橡胶支座，程序中用于模拟铅芯橡胶支座的连接单元考虑 U2 和 U3 方向（即水平方向）的非线性属性。基于此，程序在运行 Ritz 向量法的模态分析时警告信息②，如下。

```
*** WARNING ***
FOR STARTING LOAD VECTOR:      LINK/DEF =      1/U2
LOAD IS APPLIED TO ONE OR MORE MASSLESS DEGREES OF FREEDOM,
CORRESPONDING RITZ MODES MAY BE UNAVAILABLE OR INACCURATE FOR DYNAMICS

*** WARNING ***
FOR STARTING LOAD VECTOR:      LINK/DEF =      1/U3
LOAD IS APPLIED TO ONE OR MORE MASSLESS DEGREES OF FREEDOM,
CORRESPONDING RITZ MODES MAY BE UNAVAILABLE OR INACCURATE FOR DYNAMICS
```

类似地，该警告信息也是提示用户，模型中存在“荷载作用于无质量自由度上”的问题。不同的是，此类问题涉及连接单元的剪切变形与质量自由度的关系。

首先，连接单元的变形由两端节点的平动位移和转动位移共同产生（图 17）。例如，1-2 平面内的剪切变形由两部分组成：沿 2 轴的平动位移和绕 3 轴的转动位移。



- 轴向变形: $d_{u1} = u_{1j} - u_{1i}$
- 1-2 平面内的剪切变形: $d_{u2} = u_{2j} - u_{2i} - dj2 \cdot r_{3j} - (L - dj2) \cdot r_{3i}$
- 1-3 平面内的剪切变形: $d_{u3} = u_{3j} - u_{3i} + dj3 \cdot r_{2j} + (L - dj3) \cdot r_{2i}$
- 扭转变形: $d_{r1} = r_{1j} - r_{1i}$
- 1-3 平面内的纯弯曲变形: $d_{r2} = r_{2i} - r_{2j}$
- 1-2 平面内的纯弯曲变形: $d_{r3} = r_{3j} - r_{3i}$

图 17 连接单元的变形

在 Ritz 向量法的模态分析中，如果用户指定连接单元的非线性变形荷载，程序将施加相应的节点荷载使其产生平动或转动位移。对于轴向变形，程序只需施加集中力荷载即可产生平动位移；对于扭转或纯弯曲变形，程序只需要施加集中力矩荷载即可产生转动位移；而对于剪切变形，程序需要同时施加集中力和集中力矩荷载，用以产生平动位移和转动位移。

如前所述，在 CSI 程序（包括 SAP2000，ETABS，CSiBridge 等）中，单元质量矩阵只包含节点的平动质量，并不包含节点的转动质量（即转动

惯量）。因此，造成上述“无质量自由度”警告信息的原因在于：连接单元的剪切变形所需要的集中力矩荷载作用在无转动惯量的节点上。从连接单元的剪切变形计算公式可以看出，只要同时满足以下两点即可避免上述警告信息：

- 连接单元的长度等于零
- 剪切变形位置到 J 端的距离（即 dj2 或 dj3）为零

若满足以上两点，转动位移对剪切变形的贡献为零，则程序不再施加相应的集中力矩荷载，“无质量自由度”的警告信息也就无从产生。另外，在《CSI 分析参考手册》的“连接单元 > 质量”章节中，作者也明确指出了非线性剪切变形与转动惯量的“共存”条件，感兴趣的读者可自行阅读相关内容。

通过上述分析，用户可尝试以下两种方法来消除这类警告：

- 1) 绘制零长度的连接单元，并将连接属性中水平剪切变形位置设为零。
- 2) 为连接单元指定非零的转动惯量。

然而，隔震结构主要是通过橡胶支座较大的水平变形能力来耗散地震能量，故一般来讲该警告信息不会对计算结果产生太大影响，可以忽略。

综上，该问题中提及的两类警告信息在通常情况下是可以忽略的。通过以上分析，希望让更多用户了解其中的原理，能知其所以然，融会贯通地处理其他类似的问题。

结束语

文中部分内容已总结成知识库文章，感兴趣的读者可进入链接查看阅读。

- [如何在 FNA 法中合理考虑 P-Delta 效应](#)
- [里兹向量法与非节点荷载](#)
- [剪切变形与无质量自由度](#)

另外，访问筑信达官网可以获取到更多的、持续更新的技术资源：

1) 技术支持→软件培训→案例教程，提供一些典型工程案例程序实现的具体方案，了解如何应用软件处理一些典型问题。例如，可免费下載《隔震案例》，了解隔震设计在程序中实现的完整流程。

2) 技术支持→软件培训→教学视频 或 [优酷主页](#)，包括软件功能演示、网络课堂视频回放（例如观看与隔震主题相关的视频 [SAP2000 隔震设计](#)）、专家讲演录像等。

3) 通过筑信达知识库，获取常见典型问题的解决方案，用户可随时查阅和学习相关问题的详细解答和说明。

ETABS、SAFE 中的楼板设计方法

筑信达 魏旭豪

目前工程中对混凝土楼板设计多采用三类方法：传统的查表法、等代框架法、基于有限元计算结果的设计方法。传统的查表法方便快捷，对规则的梁板结构有很强的适用性，但在处理非规则楼板设计时精度不高；等代框架法将三维的楼板系统简化为一系列的二维平面框架，其计算精度相对于查表法进一步提高；基于有限元的设计法是精度最高的方法，可处理各种不同类型的楼板体系。

ETABS 和 SAFE 是由美国 CSI 公司研发的建筑结构有限元分析和设计程序，涵盖全球大部分国家和地区的规范。ETABS 主要针对多高层建筑结构，提供基于规范的弹性设计，以及基于 ASCE41-13 的性能化设计，在 ETABS 2016 的巅峰版中，提供了楼板设计的功能，实现了基于有限元分析的板带设计法和直接设计法；SAFE 是专门针对混凝土楼板和基础进行三维有限元分析和设计的软件，对楼板设计，除包含 ETABS 实现的两种方法外，SAFE 还提供了等代框架法。本文将介绍等代框架法、基于有限元的直接设计方法、基于板带的设计方法在 CSI 程序中的实现。

1 等代框架法

SAFE 软件提供了楼板设计的等代框架法计算工具。等代框架法将三维的楼板体系进行简化，变为竖向平面内的等代梁/柱/墙体系，对简化的二维模型进行受力分析，并基于该内力和等代框架的截面进行配筋设计。等代框架法主要包含如下的过程：

◆ 等代框架梁的确定

SAFE 不仅支持用户自定义等代框架梁，也支持由模型中的设计板带自动生成等代框架梁。

◆ 等代框架连接关系处理

SAFE 可考虑等代框架梁柱之间的连接、与等代框架相连的墙体、土弹簧等条件。

◆ 等代框架荷载处理

仅考虑等代框架平面内的荷载，即竖向荷载作用；水平荷载如风荷载、地震荷载在该设计方法中均不考虑。

◆ 等代框架分析和配筋设计

可通过菜单：**【工具】>【等代框架】**进入等代框架模型定义对话框。

1.1 等代框架梁的确定

SAFE 支持用户直接输入参数建立等代框架，也可以由模型中的设计板带自动生成。

注：设计板带的含义及定义方法详见第 3 节。

若等代框架由用户直接输入参数建立，则等代框架梁的宽度取用户输入的数值；当由设计板带自动生成等代框架时，等代框架梁的宽度取设计板带的宽度，此时应仅考虑柱上板带，板带宽度延伸至相邻跨的中心线处。



图 1 等代框架定义对话框

SAFE 基于模型中的轴网自动生成等代框架的跨度。由于 SAFE 内部对距离数据的存储是基于相对距离的，故当修改跨度数据后，须注意重新检查其它数据保证其正确性。

图 2 所示为等代框架中的楼板数据，SAFE 基于此对话框中的参数生成等代框架进行后续的分析设计。程序支持等代框架由不同厚度的楼板生成，图中“属性”一栏定义了不同范围内的楼板属性；“左宽”和“右宽”分别代表沿等代框架长度方向上，中轴线左侧和右侧楼板的宽度范围。用户可根据不同的模型进行人为调整。



图 2 等代框架中楼板定义

当板带范围内包含框架梁时，SAFE 可自动识别框架梁并形成对应的等代框架梁，图 3 为在跨度 S2 范围内包含框架梁 BEAM1 的数据，此时，程序对 S2 跨内的等代梁按照框架梁来进行设计，且框架梁 BEAM1 的材料被楼板的材料覆盖。

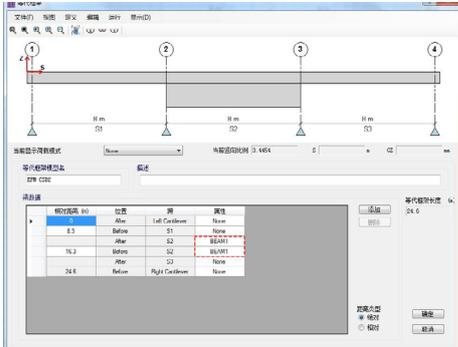


图 3 等代框架梁定义

注：若基于板带自动生成等代框架，当设计板带的宽度与楼板实际宽度不符时，等代框架的宽度也将与实际楼板不符。故采用由程序基于设计板带自动生成等代框架时，应首先检查并确保设计板带的范围无误。

1.2 等代框架连接关系的处理

在等代框架系统内，程序不仅可以考虑楼板上部和下部柱子对内力分析的影响，在进行分析设计过程中还能够考虑到托板和柱帽对等代框架梁柱内力的影响。

如图 4 所示，可在点约束数据中定义等代框架梁的约束条件。点约束数据包含与等代框架梁连接的柱子、柱子远端的约束条件、柱子是否考虑了托板 / 柱帽、与等代框架梁连接的其它横向梁等。

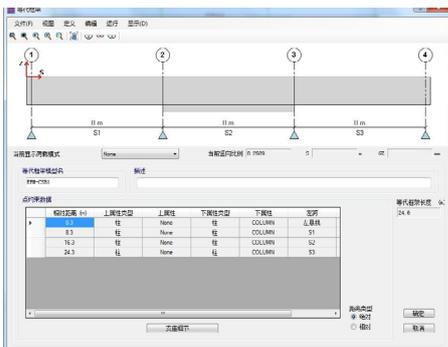


图 4 等代框架柱定义

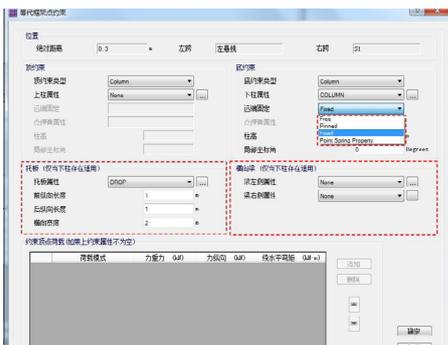


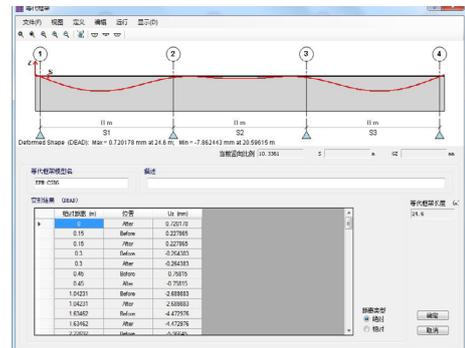
图 5 等代框架柱点约束定义

除了与等代框架梁相连的框架条件外，程序可同时考虑与等代框架相连的墙、土弹簧等条件，这些组件以约束条件或弹簧的方式参与等代梁的计算，共同组成等代框架系统。

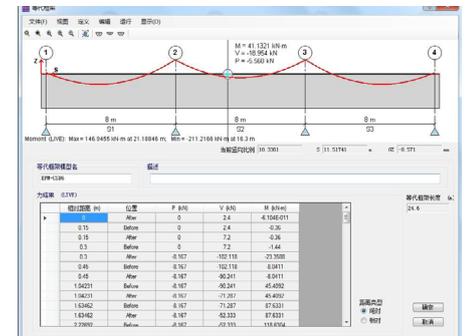
为考虑柱边缘外楼板的转动，SAFE 创建等代框架模型时，在梁柱连接处添加抗扭弹簧来考虑等代框架梁与柱之间的连接。柱和等代框架梁的连接位置处，在柱子范围内考虑楼板为刚性，在计算过程中无变形，内力输出至柱子边缘处。

1.3 设计结果输出

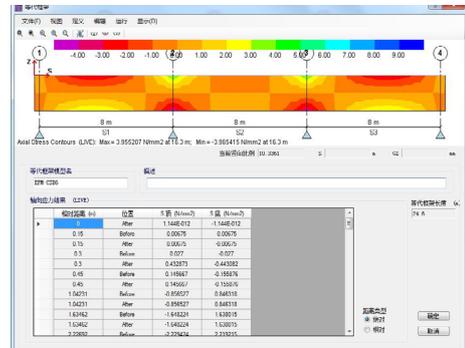
SAFE 以图形和表格两种方式输出等代框架梁的各种结果，当鼠标放在图形上时，程序会给出当前位置处的详细结果。



a) 变形图



b) 弯矩图



c) 轴向应力云图



d) 配筋图
图6 等代框架计算结果

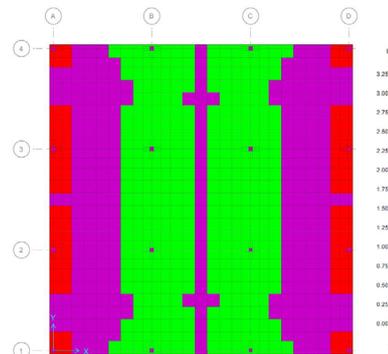


b) 配筋峰值平均对话框

2 基于有限元的直接设计法

ETABS 和 SAFE 同时实现了基于有限元的楼板直接设计方法，该方法以每一个单元为基础根据单元的内力来确定所需的配筋面积。

基于有限元的直接设计法对于受力情况非常复杂的楼板设计有很大的帮助。如图7所示，对于该类楼板，在未进行设计前，工程师较难直接确定设计板带的范围，直接基于有限元进行分析设计，可了解配筋的分布，进一步为工程实配钢筋提供依据。



c) 峰值平均后的配筋结果
图8 基于有限元的配筋结果

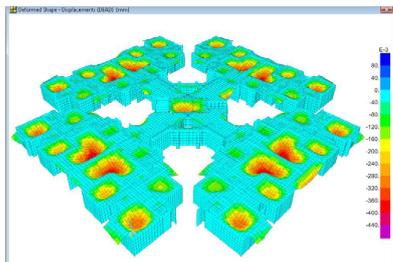
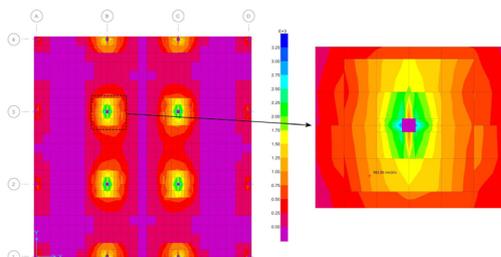


图9 适用于有限元法配筋的典型楼板

如图8 a所示为基于有限元的配筋结果，当鼠标放置在图形结果上时，会显示当前位置处的配筋结果。由于柱子存在应力集中的问题，柱子周边配筋会有剧烈变化，SAFE 提供了配筋结果的平均法来处理该问题。可根据用户的输入，在一定范围内对配筋结果进行削峰，图c为配筋结果平均后的结果。峰值平均的最大宽度值可能会影响最后的配筋结果，工程师可调整此值以满足工程实际需求。



a) 峰值平均前的配筋结果

3 基于板带的设计法

ETABS 和 SAFE 同时提供基于板带的设计方法。设计板带为具有宽度的多段线，其宽度可以沿板带长度变化。程序在板带范围内统计板带内力，用于设计配筋。

3.1 设计板带的定义

设计板带定义分为两种方法，分别是基于轴网的自动板带定义和人工板带定义。

当采用基于轴网的自动板带定义时，默认情况下，柱上板带宽度范围为轴网两侧跨度各0.25倍范围，跨中板带为跨度的0.5倍范围，如下图所示。该方法适用于轴网规则的楼板，可得到很好的布置效果，程序支持用户指定板带宽度。

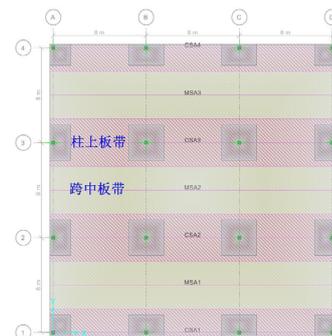
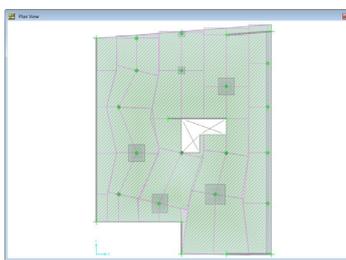


图9 自动板带布置

当采用人工板带定义时，需人工指定不同位置处的板带宽度。对于轴网不规则的楼板，利用该方法进行板带定义具有更高的灵活性，可得到更加满意的效果。



a) 人工板带宽度定义



b) 人工板带布置效果

图 10 人工板带布置

注：板带布置方向可任意，可以重叠，可非正交。

3.2 板带设计内力的确定

对设计板带内的每一个有限单元，程序利用 Wood-Armer 方法由内力来计算单位宽度的设计弯矩。

$$m_{bB} = m_B + |m_{AB}|$$

$$m_{bA} = m_A + |m_{AB}|$$

$$m_{tB} = m_B + |m_{AB}|$$

$$m_{tA} = m_A + |m_{AB}|$$

其中， m_A 、 m_B 、 m_{AB} ——分别是单位宽度的内部弯矩；

m_{bA} 、 m_{bB} ——分别是板底方向 A 和方向 B 的单位宽度的设计弯矩；

m_{tA} 、 m_{tB} ——分别是板顶方向 A 和方向 B 的单位宽度的设计弯矩。

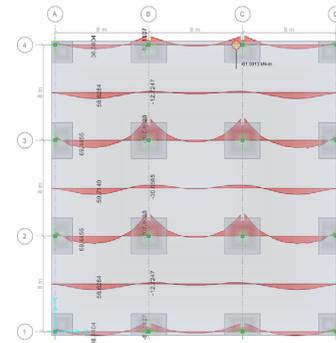
程序在计算板带设计弯矩时，考虑了 $|m_{AB}|$ ，即考虑了扭矩对设计内力的影响。

3.3 设计结果输出

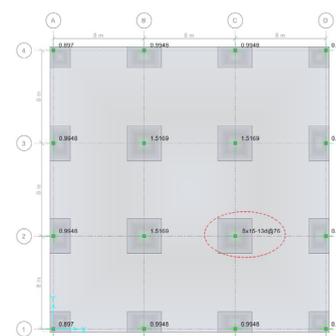
程序提供了丰富的基于设计板带的配筋结果，如图 11 所示，当鼠标放置在图形界面上时，程序会自动显示出相对应位置处的配筋值。图 c 为配筋密度结果，SAFE 给出鼠标位置处该方向上顶部钢筋和

底部钢筋的密度值，默认情况下单位为 mm^2/m ；图 d 给出了配筋数量结果，图中给出了板带范围内所需配筋的根数，图 d 的鼠标位置处，顶部配筋为 0，不需要布置钢筋，底部所需配筋“16-14”表示，所需 16 根直径为 14 的钢筋。

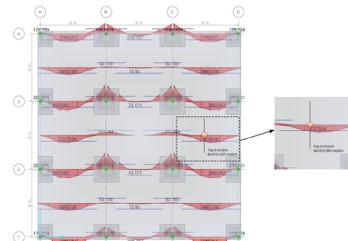
SAFE 同时提供了无梁楼盖系统的抗冲切校核结果，当抗冲切不满足要求时，可根据用户的指定计算抗冲切钢筋或者是抗剪键以满足需求。



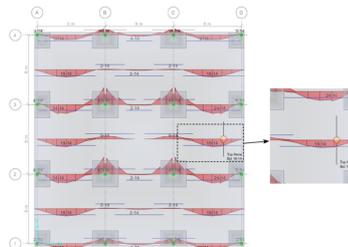
a) 板带弯矩值



b) 抗冲切校核结果



c) 配筋密度结果



d) 配筋数量结果

图 11 基于板带的计算结果

4 不同设计方法的比较

等代框架法将三维的楼板体系进行简化形成二维的框架体系，该体系仅能考虑二维框架平面内的荷载，即不考虑横向荷载（风荷载、地震等）。同时该方法采用二维框架体系进行计算，未考虑楼板和竖向构件在三维方向上的协同工作，计算精度有一定的损失，但精度还是高于查表法。等代框架法仅在 SAFE 软件中有相应的工具来实现，若在其它软件中需自行建立等代框架模型进行计算。

基于有限元的直接设计方法，采用三维有限元分析，能精确计算出结构的变形与内力，并根据有限单元的内力值进行配筋设计，为工程实配钢筋提供计算依据。

基于板带的设计方法在有限元分析的基础上，程序根据设计板带的定义，统计板带内力，进行配筋计算。该方法可通过合理设置设计板带，在有限元计算的基础上，为工程师提供更接近工程实际的配筋结果。

ETABS 和 SAFE 软件均实现了基于有限元的直接设计方法和基于板带的设计方法。

设计板带布置灵活，能适应不同形式的楼板，同时能真实反映相邻构件的协调影响，以及竖向、水平荷载效应，配筋结果表达清晰，便于工程操作实施。

值得一提的是，ETABS 和 SAFE 同样可用于后张法预应力楼板设计。

5 小结

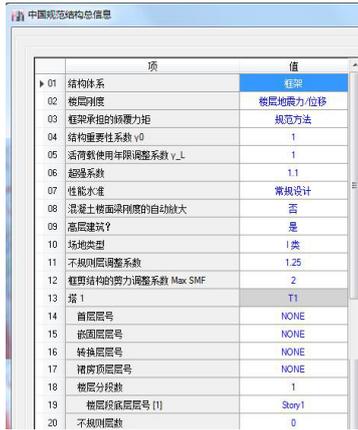
本文介绍了 ETABS 和 SAFE 中关于楼板设计的三种实现方法，详细讲解了每种设计方法的程序实现原理，比较了不同设计方法的特点。工程师可在了解软件实现方法的基础之上挑选适当的设计方法运用于实际项目。

中国规范抗震设计调整在 CSI 程序中的实现

筑信达 李立

为了保障建筑结构的抗震能力，我国的结构设计规范在地震作用大小、多道防线设置、构件设计内力等方面进行了一系列的规定。这些规定大多涉及到地震力、构件内力的调整，我们在实现软件相关设计功能时，把这些规定统称为“抗震设计调整”。对于 ETABS、SAP2000 而言，“抗震设计调整”主要分两个层次：1) 局部调整。当某些要求和条件不满足时，整个结构的水平地震剪力或者是某些层的水平地震剪力将要进行调整；2) 构件调整。这是在构件配筋之前进行的内力调整，以满足“强剪弱弯”、“强柱弱梁”等要求。本文将详细介绍这些调整功能在程序中的实现，ETABS 会自动执行所有调整要求。而 SAP2000 作为通用的结构分析设计软件，没有内置“层”概念，故部分依赖于“层”的调整功能在 SAP2000 中不能自动实现。在下文的介绍中，主要以 ETABS 为例，但也会说明 SAP2000 的异同。

ETABS 提供结构总信息（见图 1，命令路径：设计 > 结构总信息），在进行结构分析之前，应检查并设置结构总信息的各项参数。这里的很多参数都与“抗震设计调整”相关，下文将反复引用该图。SAP2000 没有结构总信息命令，部分功能体现在设计首选项中。



项	值
01 结构体系	框架
02 楼层刚度	楼层地震力位移
03 框架承担的剪力矩	规范方法
04 结构重要系数 γ_0	1
05 活荷载使用年限调整系数 γ_{L1}	1
06 超越系数	1.1
07 性能水准	常规设计
08 混凝土楼面梁刚度的自动放大	否
09 高层建筑?	是
10 场地类型	I类
11 不规则层调整系数	1.25
12 框剪结构的剪力调整系数 Max SMF	2
13 塔?	T1
14 楼层号	NONE
15 嵌固层号	NONE
16 转换层号	NONE
17 裙房顶层号	NONE
18 楼层分段数	1
19 楼层段底层号 [1]	Story1
20 不规则层数	0

图1 ETABS 结构总信息



模型浏览器

- 设计
- 分析
 - 选项
 - 反应谱函数
 - 时程函数
 - 工况
 - 荷载组合
 - 结果
 - 位移
 - 反力
 - 模态结果
 - 结构结果
 - Centers of Mass and Rigidity
 - Story Forces
 - Story Stiffness
 - Shear Gravity Ratios
 - Stiffness Gravity Ratios
 - Frame Shear Ratios In Dual Systems And Mo...
 - Frame Overturning Moments In Dual Systems
 - Tributary Area and LLRF
- 框架结果
- 壳结果
- 板带结果
- 墙结果
- 能量/虚功图

图2 控制指标结果输出

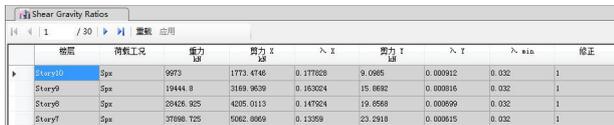
1 局部调整

局部调整包含规范中的这些规定：剪重比要求、结构层间刚度比要求、二道防线剪力调整要求、重要构件内力调整。其中，剪重比、层刚度、框架承担最小地震剪力调整等结果包含在 ETABS “结构结果” 的表格输出中，可通过模型浏览器直接点击查看（见图 2）。

1.1 剪重比

当结构完成计算分析后，即可查看剪重比结果，见图 3。程序按照规范要求（GB50011-2010 5.2.5）输出每层的楼层剪力、重力荷载代表值、计算剪重比、最小剪重比（楼层最小地震剪力系数）、修正系数等信息。若修正系数等于 1，代表满足剪重比要求。若修正系数大于 1，则代表不满足要求，这时需要工程师判断下一步的措施，可以优化结构方案，或者增大地震作用再次分析。

注意，ETABS 目前默认是按照地震烈度和结构基本周期依据 GB50011-2010 表 5.2.5 来判断最小剪重比的取值。后续版本将在结构总信息中增加“扭转效应是否明显”一项，以满足按“扭转效应明显”取值的需求。



楼层	荷载工况	剪力 V	重力 G	V/G	V_{min}/G	修正		
Story5	Spx	9973	1773.4746	0.177828	9.0965	0.009912	0.032	1
Story6	Spx	19444.8	3189.9639	0.163204	15.6692	0.009916	0.032	1
Story8	Spx	38426.825	4205.0113	0.147924	19.6568	0.009699	0.032	1
Story7	Spx	37696.725	5062.9869	0.13359	23.2918	0.009615	0.032	1

图3 ETABS 剪重比结果输出

注意，SAP2000 对此项不进行自动判断。

1.2 层刚度比

高规（JGJ3-2010）对相邻楼层的侧向刚度有明确的要求，楼层的侧向刚度比的计算方法与结构体系有关。在 ETABS 结构总信息的设置中，第 2 项即侧向刚度的计算方法（见图 1）。程序根据这里的设置计算层刚度比，并自动按 JGJ3-2010 3.5.2 判断层刚度比是否满足要求，对于不满足要求的楼层，自动将其地震作用效应乘以 1.25 的增大系数。在输出的层刚度结果表格中，将显示每个地震工况下每层的刚度、

规则性判断和修正系数（见图 4）。该表格里同时输出 X、Y 两个方向，用户关注与地震作用相同方向的结果即可。注意，ETABS 目前不计算层间受剪承载力。若遇到程序不能自动判断的不规则楼层，用户也可以自行指定不规则楼层，甚至自行修改放大系数 1.25，通过结构总信息第 20 项和第 11 项进行设置即可（见图 1）。ETABS 将针对所有自动判断的和用户指定的不规则楼层进行地震作用调整。



楼层	荷载工况	剪力 X V_x	层刚度 X K_x	剪力 Y V_y	层刚度 Y K_y	修正
Story5	Spx	1773.4746	0.177828	15.6692	0.009912	1
Story6	Spx	3189.9639	1.4	15.6692	0.1	1
Story8	Spx	4205.0113	3.2	10.8668	0.2	1.25
Story7	Spx	5062.9869	2.3	23.2918	0.1	1

图4 ETABS 层刚度结果输出

注意，SAP2000 对此项不进行自动判断。

1.3 二道防线剪力调整

为了达到多道防线的概念设计要求，确保作为第二道防线的框架具有足够的抗侧能力，规范明确了关于框架承担的最小地震剪力的要求。ETABS 结构总信息（图 1）中第 1 项“结构体系”的选择就与该项调整相关，涉及该调整的结构体系包括：框架-剪力墙、框架-核心筒、筒中筒、板柱-剪力墙、钢框架-核心筒、钢框架-支撑。对应的规范条文详 JGJ3-2010 8.1.4、9.1.11、11.1.6 和 GB 50011-2010 6.6.3-1、8.2.3-3。只要选定这类结构体系，ETABS 将自动按上述规范要求验算、调整框架部分承担的地震剪力。同样按图 2 的方式查询结果，详细数据见图 5。表中 V_p/V_f 即框架承担地震剪力的调整系数，简称 SMF，该系数同样会出现在框架构件的设计覆盖项中（即图 6 第 5 项、图 7 第 4 项），这代表允许用户修改此系数。若用户通过设计覆盖项修改了部分构件的 SMF，程序会自动按新 SMF 值更新相应构件的设计结果。此外，结构总信息第 12 项“Max SMF”即指定 SMF 的上限值，用于避免特殊情况下自动计算的 SMF 值过大。此外，对于框架柱数量从下至上分段有规律变化的结构，用户可通过结构总信息第 18 项及其子项来设置结构分段，程序自动分段调整框架部分承担的地震剪力。

楼层	转换工况	节点	方向	Vx 轴	Vy 轴	Vz 轴	Vx/Vy
Story9	Spe	1	X	8015.781	1338.4055	1603.1562	1.197632
Story8	Spe	1	X	8015.781	1428.7047	1603.1562	1.122105
Story7	Spe	1	X	8015.781	1679.4844	1679.4844	1
Story6	Spe	1	X	8015.781	1682.613	1682.613	1

图5 ETABS 框架承担地震剪力调整结果输出

注意，SAP2000 对此项不进行自动判断。但是 SAP2000 提供相同的设计覆盖项，用户可在覆盖项中指定 SMF 数值，以实现框架构件地震作用效应的调整，从而达到满足框架承担的最小地震剪力的要求。

1.4 重要构件内力调整

这里的重要构件指转换构件，具体内容包括：1) 转换梁等转换构件在水平地震作用下内力放大 (JGJ 3-2010 10.2.4)；2) 转换柱在地震作用下轴力放大 (JGJ 3-2010 10.2.11、3.10.4)；3) 部分框支剪力墙结构中框支柱承担地震剪力调整 (JGJ 3-2010 10.2.17) 等。只要用户指定了转换构件属性，ETABS 将自动按以上规范要求实现内力调整。转换构件属性是通过设计覆盖项来指定的，图 6 第 10 项即指定转换梁，可实现 1)；图 7 第 10 项“转换柱类型”包括非转换柱、转换柱、框支柱，选择后两项可分别实现 2)、3)。指定转换构件后，可以发现图 6、7 中的弯矩放大系数、剪力放大系数、轴力放大系数将发生相应的变化。



项	值
01 单元截面类型	B700X300C30
02 抗震设计等级	二级
03 抗震构造等级	不改变
04 耗能构件?	是
05 框剪结构剪力调整系数(SMF)	1.854094
06 弯矩放大系数 MMF-梁	1
07 剪力放大系数 SMF-梁	1.2
08 轴力放大系数 AFMF-梁	1
09 Live Load Reduction Factor	1
10 转换梁?	否
11 梁重力荷载调整系数	0.85
12 扭矩调整系数	1
13 抗震附加纵筋与箍筋增强比(%)	1
14 箍筋的混凝土保护层	30

图6 钢筋混凝土框架梁设计覆盖项



项	值
01 单元截面类型	C600X600C30
02 抗震设计等级	二级
03 抗震构造等级	不改变
04 框剪结构剪力调整系数(SMF)	1.575689
05 弯矩放大系数 MMF-柱顶	1.2
06 弯矩放大系数 MMF-柱底	1.2
07 剪力放大系数 SMF-柱	1.44
08 轴力放大系数 AFMF-柱	1
09 Live Load Reduction Factor	1
10 转换柱类型	非转换柱
11 柱位置	非主梁柱
12 无支长度系数(柱)	转换柱
13 有支长度系数(柱)	框支柱
14 有效长度系数(柱)	0.766667
15 有效长度系数(柱)	1.25
16 有效长度系数(柱)	1.25

图7 钢筋混凝土框架柱设计覆盖项

SAP2000 的设计覆盖项具有相同的选项，对此的处理方式与 ETABS 一样。

2 构件调整

构件的内力调整是有目的地增大构件内力设计值，体现“强柱弱梁”、“强剪弱弯”的设计概念。规范对钢筋混凝土框架梁、框架柱、墙肢、连梁都提出了内力调整的要求。内力调整与抗震等级密切相关，程序中，用户通过“设计首选项”分别设定框架、剪力墙的抗震设计等级，如果局部构件的抗震等级与整体结构不同，可以通过设计覆盖项修改(图 6、7、8、9 中第 2 项)。

2.1 框架梁

框架梁只有剪力调整 (GB 50011-2010 6.2.4)，一、二、三级框架梁端剪力增大系数分别是 1.3、1.2、1.1。例如图 6 中，对于二级框架梁 (第 2 项)，剪力放大系数为 1.2 (第 7 项)。一级框架结构和 9 度的一级框架梁要基于实配的正截面抗震受弯承载力来调整设计剪力，这里引入了实配钢筋面积和材料强度标准值，程序对此的处理办法是：由用户指定超强系数 (图 1 第 6 项，默认值 1.1) 近似考虑实配钢筋面积放大，内置增大系数 1.1 近似考虑材料强度标准值的影响。另外，JGJ 3-2010 3.10.3 指出，特一级框架梁剪力增大系数应增大 20%，程序的处理办法是在一级的基础上增大 20%。故当抗震设计等级为特一级时，图 6 第 7 项的默认值是 $1.3 \times 1.2 = 1.56$ 。

综上，框架梁的内力调整系数可归纳如下表。表中为程序默认值，用户可通过设计覆盖项进行修改。

表1 框架梁内力调整系数

构件类型	抗震等级 SDG	弯矩增大系数	剪力增大系数
梁	Super I	1.0	$1.3 \times 1.2 = 1.56$
	一级框架结构 9度一级框架	1.0	$1.1 \times 1.1 \times \lambda_s = 1.21 \times \lambda_s$
	I	1.0	1.3
	II	1.0	1.2
	III	1.0	1.1

对于框架梁的内力调整，SAP2000 与 ETABS 的处理方式一样。

2.2 框架柱

框架柱的柱端的弯矩调整是以节点为对象，基于节点处左右梁端的弯矩设计值之和进行放大。一根柱与两个节点相连，节点位置会影响调整系数的取值，所以图 7 中柱的弯矩增大系数有两个 (第 5、6 项)，区分了柱顶和柱底。根据规范要求，影响柱端弯矩增大系数的因素很多，现将这些因素以及对应的规范条文和程序的处理方式列于下表。

表 2 框架柱内力调整影响因素及处理方式

影响因素	说明	相关规范条文	程序处理方式
楼层位置	区分顶层、中间层、底层	GB 50011-2010 6.2.2、6.2.3 JGJ 3-2010 10.2.11-3	自动识别
结构体系	框架结构有特别要求	GB 50011-2010 6.2.3	用户在结构总信息设置，程序据此判断
轴压比	区分大于或小于 0.15 两种情况	GB 50011-2010 6.2.2	自动计算、判断
是否框支柱、转换柱	对转换构件的特别要求	JGJ 3-2010 10.2.11-3	用户在设计覆盖项设置，程序据此判断
是否角柱	对角柱的特别要求	GB 50011-2010 6.2.6	自动识别，用户也可在设计覆盖项修改

框架柱的剪力是基于调整后的柱弯矩设计值再次调整，所以在程序中，柱的剪力增大系数是其“弯矩增大系数”与“规范中规定的剪力增大系数（GB 50011-2010 6.2.5）”的乘积。以图 7 为例，柱的弯矩增大系数是 1.2，该例是框剪结构、二级，规范给出的剪力增大系数是 1.2，所以第 7 项即 $1.2 \times 1.2 = 1.44$ 。如果柱顶、柱底的弯矩增大系数不同，程序将取大值。

对于特一级、一级框架结构和 9 度的一级框架柱的规定，程序的处理方式与框架梁类似，这里不再赘述。

在 SAP2000 中，“楼层位置”和“结构体系”分别在设计覆盖项、首选项中定义，所以 SAP2000 仍然可以跟 ETABS 一样自动完成框架柱的内力调整。

2.3 墙肢连梁

墙肢截面的内力调整要区分是否底部加强区、是否短肢剪力墙、是否部分框支剪力墙等情况。程序会自动判断，但建议用户通过墙肢设计覆盖项检查(图 8 第 3、4、5 项)。程序对底部加强区的判断与结构总信息中的设置有关，图 1 中第 14、15、16、17 项都用于判断底部加强区，即用户要根据实际情况指定首层、嵌固层、转换层、裙房顶层的位置。注意这里的“嵌固层”只用于判断底部加强区，不会对结构模型产生额外的约束作用。

连梁只有剪力调整，程序按规范取值，处理方式与框架梁类似。



图 8 墙肢设计覆盖项



图 9 连梁设计覆盖项

注意，SAP2000 没有剪力墙的设计功能。

3 小结

“抗震设计调整”是按中国规范进行结构设计的重要内容，也是程序设计功能的重要部分。总体而言，程序是通过“结构总信息”（仅 ETABS）和“设计首选项”来设置结构整体性的设计信息，通过“设计覆盖项”来设置构件的设计信息。这些设置既有符合常规情况的默认值，又能够被用户修改，使得工程师能干预设计过程，更灵活地解决实际工程问题。

更多与中国规范相关的细节信息，用户可查阅 ETABS 程序附带的技术文档——中国设计手册（图 10）。



图 10 ETABS 技术文档

用 SAP2000 进行无梁楼盖设计

天津华汇工程建筑设计有限公司 王 超

无梁楼盖体系广泛应用于地下车库楼板以及板柱-剪力墙结构中，其设计方法大致可分为经验系数法、等代框架法以及有限元法。经验系数法和等代框架法一般用于分析简单规则的结构，利用这两种方法进行复杂楼盖体系设计时，得到的结果误差较大。SAP2000 是通用的有限元程序，能够处理各类复杂的结构形式。本文介绍了 YJK 无梁楼盖导入 SAP2000 软件的过程、总结了模型导入后存在的问题及需要调整的注意事项、同时利用 SAP2000 对无梁楼盖进行了分析和设计，为无梁楼盖设计提供了一条新的途径。

0 模型介绍

某地下车库顶板，柱网间距为 8.1m，X 方向 5 跨、Y 方向 3 跨。采用无梁楼盖，板厚 400mm，柱上设置厚度为 400mm 的托板，托板平面尺寸 2.7m×2.7m，混凝土等级为 C30，顶板覆土 1.2m 厚。盈建科模型如图 1 所示。

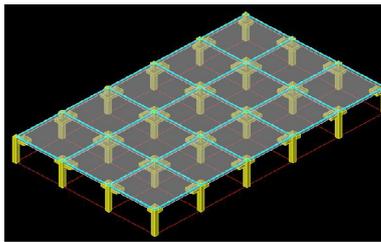


图 1 盈建科模型三维视图

1 模型导入

SAP2000 模型由盈建科模型导入生成。导入的参数设置如图 2 所示。设置好参数后，点击“转换”按钮就可以生成以“s2k”为后缀的文件。在 SAP2000 程序中点击菜单【文件 > 导入 > SAP2000.s2k 文本文件】，选择盈建科生成的 s2k 文件，即可将模型导入到 SAP2000 程序中。对于导入的模型，需要注意几何模型和材料属性两个方面的问题。

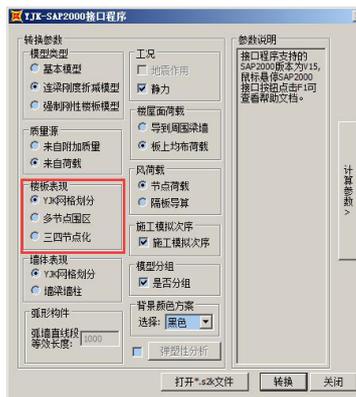


图 2 盈建科模型转换参数设置

1.1 几何模型问题

几何模型转换需要注意几个方面：楼板转换参数、约束条件和虚梁处理。

1.1.1 楼板转换参数

在图 2 中，“楼板表现”参数有三个选项，选择第一个“YJK 网格划分”时，楼板会被分割为一个小的面对象，柱顶布置的托板会被等厚度的面对象模拟；选择“多节点围区”或者“三四节点化”时，柱网间的楼板不会被分割为小的面对象，而是一块大的面对象，但是柱顶布置的托板会丢失。请工程师根据工程实际情况选择不同的导入方式。

如果选择后两种导入方式，则需要人工补全丢失的面对象，此时要注意两点：

- ◆ 面对象推荐采用三边或四边形，四边形的四个角点可以不共面；
- ◆ 面对象的角点一般不推荐设在相邻面对象的边上，否则要对这些面对象指定边约束，用于协调不匹配节点之间的变形。

1.1.2 楼板约束条件

导入的模型中，对某些节点设置了节点弹簧，如图 3 所示。这些弹簧在 SAP2000 的分析中是不需要的，可以删除。选中所有节点，点击菜单【指定 > 节点 > 弹簧】，在弹出的对话框中选择“删除已有弹簧”就可以删除节点的弹簧设置。

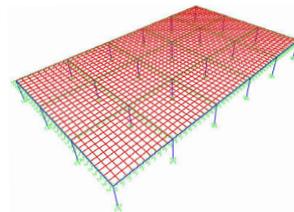


图 3 SAP2000 中导入模型的三维视图

1.1.3 虚梁

用盈建科软件计算无梁楼盖，柱间需要布置虚梁，虚梁的第一个作用是生成楼板，第二个作用是

指定柱上板带的位置。在 SAP2000 中计算无梁楼盖不需要定义虚梁来实现这些功能，因此可以将这些虚梁去掉。

1.2 材料属性问题

混凝土材料的定义中，“混凝土强度等级”的取值需要特别注意。盈建科 1.6.3 版本导出模型时对应的是 SAP2000 V15 版本，在 V15 版本中，添加默认的 C30 混凝土材料，其材料属性中的“混凝土强度等级”与混凝土强度编号一致，即如果添加的是 C30 强度等级的混凝土材料，则其“混凝土强度等级”参数就是 30N/mm²。但是如果采用比 SAP2000 V15 更新的版本进行分析，这个参数应该填入“混凝土轴心抗压强度标准值 fck”，这时就要改为 20.1N/mm²了。

不同版本的 SAP2000 程序对该参数的定义，详见图 4 和图 5。

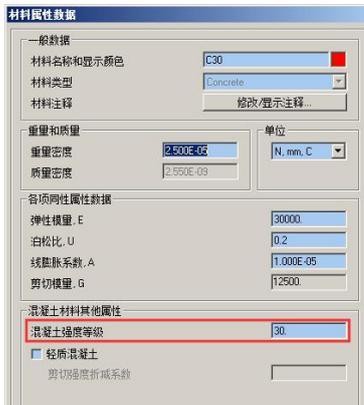


图 4 SAP2000 V15 混凝土材料属性数据



图 5 SAP2000 V17 混凝土材料属性数据

2 模型调整

模型导入后，还要进行一系列调整，使得模型与结构的真实受力情况一致，为分析模型做好准备。

2.1 面对象设计参数设置

如果想对面对象进行设计，就要对面对象的设计参数进行设置。点击菜单【定义 > 截面属性 > 面截面】，选中要修改属性的面对象名称，对其属性

进行修改，如图 6 所示，将“钢筋布局选项”改为“两层”，并设置“钢筋材料”为 HRB400 级钢筋，输入“覆盖到钢筋质心”的数据，表示配筋设计中钢筋层质心到面对象厚度方向上最近边缘的距离。



图 6 修改面对象设计参数

2.2 面对象厚度方向节点偏移设置

SAP2000 中，不同厚度的面对象布置在同一平面内时，默认的是面厚度方向的“中点”在同一标高，这与实际模型是不同的，要通过指定“面厚度覆盖项”，将面对象的顶面对齐（面的局部 3 轴与全局 Z 轴同方向时）。如果不做调整就用来进行分析，会影响计算结果的准确性，计算结果的具体差异将在第 4 节论述。

实现面对象厚度方向节点偏移设置通过命令【指定 > 面 > 面厚度覆盖项】来实现，弹出的对话框如图 7 所示。由于我们的面对象都是三节点或四节点单元，因此将节点数量 1~4 的节点偏移量均设置为 -200mm，此时柱托板将下降 200mm 与普通面对象上皮一齐。厚度覆盖项指定之前和之后的差别如图 8 和图 9 所示。



图 7 面厚度和节点偏移覆盖项

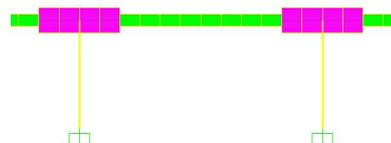


图 8 柱托板与楼板中线对齐

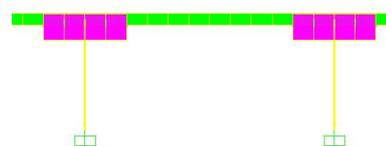


图 9 柱托板与楼板上皮对齐

2.3 局部坐标轴调整

导入的模型，默认的面对象局部 3 轴方向与整体坐标 Z 轴正向相同。但是在 SAP2000 中新绘制的面对象，其局部 3 轴方向与面对象绘制时的节点顺序相关。如果面对象的局部 3 轴方向不一致，会对后续的内力结果显示以及楼板设计带来混乱，因此一定要统一面对象局部 3 轴的方向。

可通过命令【指定 > 面 > 反转 3 轴】来实现。

2.4 定义质量源

定义质量源是模态分析的前提。通过命令【定义 > 质量源】进行设置。质量源与重力荷载代表值对应，根据中国规范，一般选择“1.0 恒荷载+0.5 活荷载”作为质量源的数据，如图 10 所示。



图 10 质量源的定义

2.5 荷载模式定义及荷载施加

查看荷载模式定义，除“Dead”荷载模式自重系数为“1”外，其余的荷载模式的“自重系数”选项均应为 0，否则将对自重重复计算，造成荷载统计错误。荷载模式定义如图 11 所示。

该地下车库不考虑抗震计算，因此可不进行模态工况的分析，但是模态工况可以检验模型连接关系是否正确。一些由于对象分割造成的对象不连续，或者不适当的悬挑等，可以通过模态分析显示出来，因此建议大家在开始阶段还是要进行模态分析。

此外要查看面对象的荷载施加是否正确。通过命令【显示 > 对象的荷载指定】显示对象上所施加的恒荷载或活荷载。



图 11 荷载模式定义

2.6 有限元网格剖分

选择所有面对象，对面对象指定自动剖分，以便于进行下一步的分析。在本例的模型中，因为盈建科已经对面对象进行了分割，每个面对象边长不超过

1.0 米，所以可以不再进行网格剖分。

按照上述要求对模型进行调整，为下一步对模型进行分析做好准备。

3 模型分析

点击【分析 > 运行分析】，设置好运行分析的工况，然后开始分析模型。模型分析完成后，要注意查看分析日志文件，确认分析过程中没有出现警告或错误提示。

4 楼板内力及配筋结果解读

模型分析完成后，可以查看面对象的内力以及配筋。与框架单元不同，在分析过程中，SAP2000 已按照“三明治模型”的原理对面对象进行了配筋计算，不需要单独“设计”步骤。

壳配筋的“三明治模型”将壳对象视为由两层以钢筋层中心面的外层和一层非开裂的核心混凝土构成，三明治模型的表面（即外层）假定承受弯矩和膜内力，横向剪力由核心层承担。SAP2000 程序实现了基于“三明治模型”的配筋方法。

4.1 楼板内力计算结果解读

通过内力显示，可以显示壳单元内力和应力。点击【显示 > 内力 / 应力 > 壳】，选择要查看的工况组合，“分量类型”选择“内力”，“组成”可以根据需要选择不同的内力分量，如图 12。壳单元内力和应力的输出规则，可参考《CSI 分析参考手册》中的相关介绍。

本文 2.3 节中介绍了面对象厚度方向节点偏移的设置。图 13 和图 14 中分别列出了未设置节点偏移和设置了节点偏移的壳单元 M11 内力云图（面对象局部 1 轴方向沿结构纵向）。从相同位置的 M11 数值可知，模型不设置节点偏移和设置节点偏移相比，M11 的数值增大了约 7%。



图 12 显示壳单元内力图

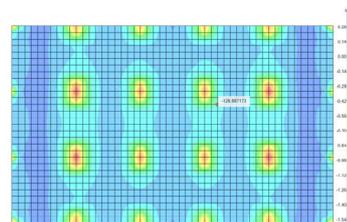


图 13 未设置节点偏移的壳单元 M11 内力图

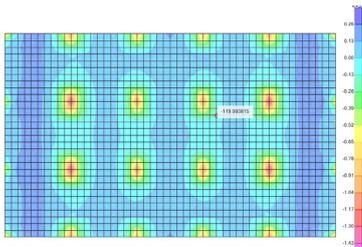


图 14 设置了节点偏移的壳单元 M11 内力图

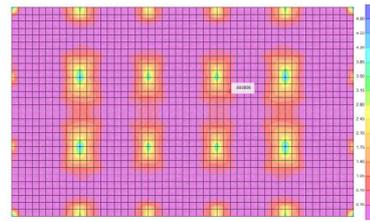


图 17 面对象顶面 Ast1 方向配筋图

4.2 楼板配筋计算结果解读

模型分析完成后，可以直接输出面对象“底面”和“顶面”的双向钢筋。点击【显示 > 内力 / 应力 > 壳】，“分量类型”选择“混凝土设计”，可以选择显示不同位置的壳单元内力和配筋，如图 15 所示。



图 15 显示壳单元配筋图

图 16 和图 17 分别显示了面对象顶部局部 1 轴的设计内力云图（单位 N）和配筋云图（单位 mm²/mm）。

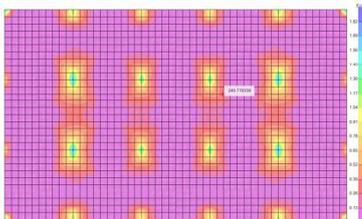


图 16 面对象顶面 NDes1 方向内力图

4.3 配筋结果对比与应用

为保证设计结果的安全性，对比盈建科和 SAP2000 两款软件的设计结果。盈建科和 SAP2000 Ast1 方向上底部配筋分别如图 18 和 19 所示。

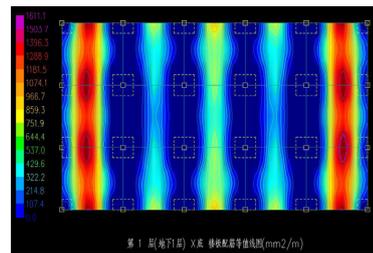


图 18 盈建科 Ast1 方向底筋云图

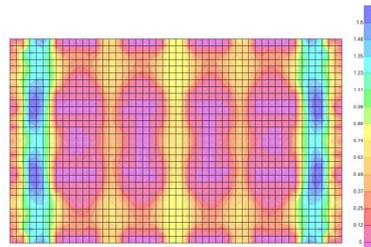


图 19 SAP2000 在 Ast1 方向底筋云图

盈建科的计算模型采用弹性板 6 来模拟无梁楼盖，在柱间布置虚梁来分割楼板，弹性板荷载计算方式采用“有限元计算”，其配筋结果，柱上板带端跨纵向底筋为 1619mm²/m；SAP2000 采用壳单元模拟无梁楼盖，相同位置的输出结果为 1704mm²/m，两者结果相差 5%。在设计阶段按照两个软件的包络结果进行配筋。

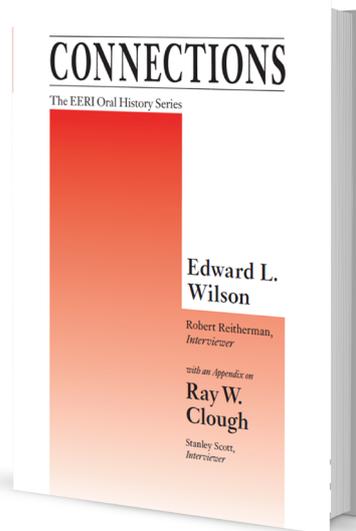
5 小结

本文以一个实际模型为例，介绍了利用 SAP2000 进行无梁楼盖分析、设计的全过程，并对某些容易发生问题的环节进行了详细阐述，给使用者予以提醒。同时也展示了 SAP2000 在面对象分析、设计方面的强大功能，给无梁楼盖的设计方法提供了一条新的途径。

编者注：本文作者利用 SAP2000 基于“三明治模型”原理的壳配筋方法进行了无梁楼盖设计，展示了利用 SAP2000 进行该类项目设计的一种途径。相比而言，SAFE 或 ETABS 软件更适合用于无梁楼盖设计，便利性更高，设计功能也更强。

为满足 SAP2000 中不同类型混凝土壳对象的配筋设计需求，筑信达公司目前正在开发 SAP2000 壳配筋设计工具，该工具在 SAP2000 内力计算的基础之上，为用户提供壳配筋设计的多种方法，适用于不同类型的壳对象，同时该工具具有基于设计结果的选筋功能及裂缝验算功能，能够为用户带来极大的便利，该工具将于第三季度发布，敬请关注。

【编者按】从本期开始筑信达《技术通讯》将连载 Edward L. Wilson 教授访谈回忆录——《Connections: The EERI 口述历史系列》之二十四卷的中译本。《Connections: The EERI 口述历史系列》是美国地震工程研究所（Earthquake Engineering Research Institute）出版的对地震工程界重要人物现场采访的口述历史系列丛书。Wilson 教授在结构计算分析领域取得了大量令人瞩目的成就与贡献，至今被结构工程界广泛采用，例如“非协调单元”、“Wilson- θ 法”、“CQC 法”、“FNA 法”以及对多自由度体系“等位移原理”的否定等等；Wilson 教授获得了无数奖项和荣誉，包括 1985 年当选为美国国家工程院院士；Wilson 教授是 SAP 和 ETABS 系列程序的原创开发者，现在依然担任 CSI 公司的高级技术顾问。本书通过访谈的形式回顾 Wilson 教授的成长经历及成就斐然的职业生涯。在本书的附录部分还公开了 Wilson 教授的导师，美国著名结构工程、地震工程学家 Ray W. Clough 的访谈录。在大师们平实、生动的口述中，我们仿佛穿越回上世纪初期，亲历行业先驱们的成长、分享他们的人生体验、目睹一个又一个极具变革意义的重要历史时刻，见证地震工程学、结构工程学的发展之路。希冀钟情于 CSI 结构软件的广大工程师朋友们既能从中获得结构工程专业知识，更能从大师们的学术生涯和人生抉择中汲取精神力量！



EERI 口述历史系列

本书是地震工程研究所 (ERRI) 出版的《Connections: The EERI 口述历史系列》之二十四卷。EERI 的本系列丛书之目的，是为了对那些在地震工程做出了开创性工作的先驱们的回忆进行收集和保存。自地震工程以现代的科学的方法来进行思考以来，以保护建筑物及社会免受地震危害，产生了重大的甚至革命性的变革。Connections 系列有助于记录这些重要的历史。

《Connections》是一部列车：传播此领域重要发展开端涌现出来的一系列令人着迷的人物，书写鲜为人知的史事，记录他们个人的感想、判断和经验。对我们理解当前知识的由来，以及正在进行中的如何降低地震损失的总体目标，这些回忆录本身就具有极其重要的贡献。地震工程研究所 (ERRI) 成立于 1948 年，为非盈利性机构，是为当时尚处于初期研究阶段的地震工程提供学术基地。ERRI 非常自豪地通过《Connections》系列来帮助讲述地震工程的发展。从当初缺乏重大研究经费的几十号人，ERRI 已经发展成为近三千人的组织。ERRI 一直致力于其一贯目标——对地震的破坏效果进行调查，并通过勘探系列报告来发布其结论。ERRI 的年度会议把研究学者和从业者聚合起来共同分享信息，通过日程安排甚满的大会、研讨会来给各个专业背景的个体和组织提供一个协作平台，以提升抗震安全。

ERRI 口述历史项目是由 Stanley Scott (1921~2002) 开始的，最初的九卷是他在世期间出版的，他留给 ERRI 的手稿和采访记录得以在他逝世后出版成其他卷。而且，口述历史编委会囊括了更多的在本项目范围内的访谈，这些人包括：1) 在整个职业生涯对地震工程做出了杰出贡献；2) 在地震工程历史上是有价值的第一人；3) 背景具备在地震工程界适当的多领域跨度，以考虑这个系列的整体性。Scott 的工作起始于 1984 年，共计数百小时的录音采访和上万页的采访记录。如果没有他，这些有价值的史事和回忆将会彻底遗失。

在加州大学伯克利分校的政府研究所 (IGS) 里，Scott 是一个研究政策的科学家，多年来他一直活跃在抗震安全政策的开发与制定，于 1975 年至 1993 年期间曾是加州抗震安全委员会 (CSSC) 的成员。鉴于他对此领域的贡献，1990 年他被授予地震安全基金会 (ESF) 颁发的 Alfred E. Alquist 奖章。

Scott 从加州大学伯克利分校的区域口述历史办公室 (ROHO) (Bancroft 图书馆的分部) 主任 Willa Baum 那里获得了帮助，以规划他的口述历史计划。一个没有资助的、对地震工程和抗震安全的访谈项目就这样获得了批准，Scott 充满信心就开始着手了。1989 年他从大学退休以后，Scott 依旧持续他的口述历史项目。有段时间，一些开销获得了国家科学基金会 (NSF) 的小额资助，但 Scott 的大部分工作是无偿的。这些工作不仅包括访谈本身需要的显而易见的准备和指导，同时也包括了审核采访记录和编辑手稿的大量费时工作。

《Connections》口述历史系列呈现了一系列先进人物，他们是出现在近代地震工程领域开端时期的。在这里所使用的“地震工程”一词，与 EERI 的名字具有相同含义，已经扩展阐释为多学科——包括地球科学和社会科学以及工程学本身——联合的一个相关知识体，并集合了地震学科所有涉及到的个体。在这系列口述历史中所描述的事件，跨越了多种活动：研究、项目设计、公共政策及广泛的社会特性、教育，以及本主题生活中有趣的个人特点。

《Connections: The EERI 口述历史系列》已出版的卷

Henry J. Degenkolb	1994
John A. Blume	1994
Michael V. Pregnoff and John E. Rinne	1996
George W. Housner	1997
William W. Moore	1998
Robert E. Allace	1999
Nicholas F. Forell	2000
Henry J. Brunnier and Charles De Maria	2001
Egor P. Popov	2001
Clarence R. Allen	2002
Joseph Penzien	2004
Robert Park and Thomas Paulay	2006
Clarkson W. Pinkham	2006
Joseph P. Nicoletti	2006
LeRoy Grandall	2008
Vitelmo V. Bertero	2009
Robert V. Whitman	2009
Eric Elsesser	2010
William Anderson	2011
Roy G. Johnston	2012
Ugo Morelli	2013
George G. Mader	2014
William J. Hall and Nathan M. Newmark	2015
Edward L. Wilson; Ray W. Clough	2016

EERI 口述历史编委会

Robert Reitherman, 主席

Thalia Anagnos

Roger Borchardt

Gregg Brandow

Robert Hanson

Laurie Johnson

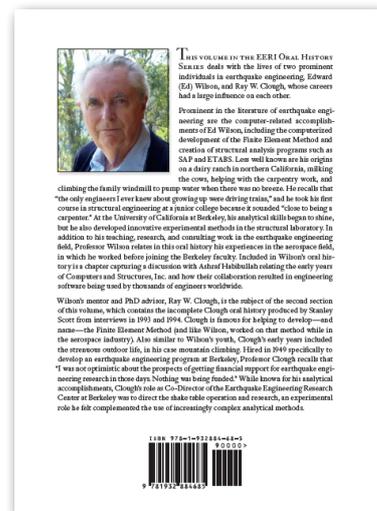
Loring A. Whlie, Jr.

前言

我与 Ed Wilson 的访谈起始于 2014 年 3 月，延续到了 2016 年的 3 月，都在他位于加州 El Cerrito 的家中进行。与 Ed Wilson 和 Ashraf Habibullah 的谈话是 2015 年 6 月 26 日在 Ashraf 位于加州 Walnut Creek 的 CSI (Computers and Structures Inc.) 办公室进行的。

口述历史编委会成员 Roger Borchardt 和 Loring Whllie 审核了手稿；Pam McElroy 进行了编辑和索引工作，排版工作由 George Mattingly 完成。EERI 会员与联络经理 Stephen LaBounty 带领大家完成了本卷。

Robert Reitherman
EERI 口述历史编委会
2016 年 6 月



序

可以毫不夸张地说，Edward L. Wilson 教授极大地改变了我们工程专业的进程。他对整个行业——进而在人文层面——的贡献是如此伟大，以至于如果没有他的工作，几乎不可能洞悉工程世界。

Wilson 教授的杰出贡献不仅是他的工作被证明是开创性的并改变了整个行业，而且他向任何一个想要得到的人都免费分享他的成果。这种慷慨不仅是他个人的品格，这种专业特质正是他的遗产的基石。他的核心信念就是，他的工作能坚定不移地被分享。他致力于分享，以确保他的工作以不可度量的速度和广度进行扩散，不独横扫结构工程界，更是穿汇于许多其他学科。

例如，有限单元法，Edward Wilson 与他的导师 Ray Clough 一起开发使其成为工具，改变了结构工程、机械工程、汽车工程、航空工程以及岩土工程中的工程分析方法进程。几乎所有工程师都从他的工作中获益，其现实影响远远超越 EERI 会员熟悉的地震工程应用：从设计运送人类往返月球的阿波罗指挥舱，到设计人工假肢——因为他，世界毫无疑问地变得更加美好，甚至连不起眼的炸薯片，其凹槽可以用有限元来设计为最易于嚼碎，从而变得更好。

当然，Wilson 教授是 SAP2000 和 ETABS 的原创开发者，它们是我公司的旗舰软件产品，已经授权给全球超过 160 个国家的工程师使用。他在相对便宜的计算机上的数值方法的开创性工作，使得地震工程计算技术第一次迅速地被工程师所拥有，包括之前不拥有这项复杂技术的许多发展中国家，使得全世界的工程师能够建造更安全的结构，以保护生命和财产。

四十多年前，当我见到 Wilson 教授的时候，我并不知道他的工作会如何改变世界，亦或如何改变我自己的生活会。如果不是他，我也许得不到我的第一份工作，我也不会计算机编程，也不会有成立 CSI 公司的灵感和勇气；如果没有他的慷慨，SAP2000 和 ETABS 甚至今天已不再存在，我自己的生活会肯定与现在完全不同。

Edward L. Wilson 是我近半个世纪以来的朋友和导师。他在我们的行业中是一个闪亮耀眼的明星，一个真正有预见性的人，是我们所有人的指路明灯。

Ashraf Habibullah
2016 年 5 月

第一章

• 在 Ferndale 附近的成长岁月

我们从井中取水，靠风车来抽水，如果没有风，我们就爬到塔上，手工把水绞上来。

七岁之前

Reitherman: 谈一谈你的童年和你的父母及亲属。

Wilson: 我生于 1931 年 9 月，出生在一个小牧场的房子里，位于 Ambrosini Lane，从加州 Ferndale 市区步行即可到达，靠近海岸，在 Humboldt 县府 Eureka 的西南约 20 英里。

Reitherman: 为读者方便起见，我介绍一下，从旧金山沿高速公路向北驱车大约 300 英里就到 Eureka 了。

Wilson: Ferndale 是起先 48 个州里最西端的城市，是极度活跃的地震区域。这个地区只有少量的人口，这使得它发生大量的地震并不具备新闻价值，但这是全球最活跃的地震区域之一。

在地震区划图上，这里是 San Andreas 断层扭曲伸入到太平洋。（注：地质学家称这里为 Mendocino 三汇点，是 3 个构造板块的交汇处：北美板块与两个海洋板块，太平洋板块和戈尔达板块）

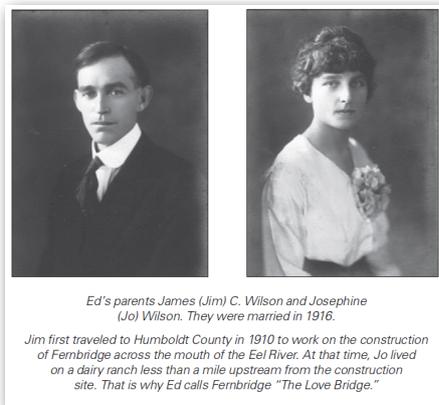
我的父亲，James C. Wilson，1882 年出生在旧金山，与他的父亲一起做木匠。我的母亲，Josephine J. Christen，1892 年出生在 Humboldt 县的 Petrolia，是 Edward Christen（1860-1940）和 Maria Regli（1866-1912）的大女儿。我母亲 4 岁时，一家子从 Petrolia 搬到了 Pleasant Point，离 1910 年将修建的 Fernbridge 很近。我父亲是独子，而我母亲是 15 个孩子中的大姐。我是他们的 7 个孩子中的最小一个，也是外祖父母的 59 个孙子辈之一。所有的孙子辈都是出生在 Eel 河入海口附近。

我出生的房子有一个客厅，因为所有的房子都在前部有客厅，但我们的主要时光都在厨房渡过，因为厨房更暖和：Ferndale 是寒冷天气，是世界上最多雾的地方之一。厨房里有我们仅有的一部收音机，我们用来收听独行侠、神话和新闻。我最早的记忆就是坐在餐桌旁向外张望 sixteen feet。我们有两个卧室，作为最小的孩子，我睡在婴儿床上，直到 5、6 岁。

Reitherman: 你父母是怎么相遇的？

Wilson: 大约是 1908 年，Humboldt 县监事会投票决定在 Pleasant Point 附近修建横跨 Eel 河的桥梁，预算为 \$225,000。承包商带领他的所有工匠，包括我父亲，从旧金山乘船北上到 Fernbridge 的建造地点。父亲回忆说，他极度晕船，发誓再也不在海洋上旅行。桥梁的建造从 1910 年 3 月开始，1911 年 11 月完工，仅一年半多点的时间，尽管这是个大工程。工匠们又乘船返回旧金山。由于晕船，我父亲没有登船。而且，在桥梁修建过程中，我父亲结交了许多当地的朋友，并决定留在 Ferndale 地区继续他的木匠工作。他能修建房子和水塔结构，而不需要看图纸；他修建的承载式谷仓，可以堆放很重的载荷，他靠经验选择正确的木材尺寸。由于他在旧金山湾区有亲戚，在之后的 5 年里，他甚至骑车旅行了三次（单程三天两晚）。1916 年他与母亲结婚，他们租了一个小牧场，开始养育 Wilson 一家子。随后的 16 年间，孩子们依次出世：1918 年 Margaret、1920 年 Jimmy、1922 年 Alice、1924 年 George、1928 年 Blanche、1930 年 Wilfred(Bill)、1931 年 Edward(Ed)。

那时，Fernbridge 是世界上最长的现浇混凝土桥，为多拱桥，它至今保持这个记录。它历经了多次地震，但没有严重的破坏。它所经受的唯一的一次损害是 1955 年洪水带来的泥石流撞击。你可以从外部看到，拱侧到



底都是钢筋混凝土，然后他们从中部开始沿着侧墙表面向上铺砌碎石。碎石使得桥梁产生预压应力，这有助于防止混凝土开裂，制止了情况的恶化。桥梁没有设置温度缝——在这种温和的海岸气候下不需要。分缝被证明是桥梁抗震性能的递归性问题。我收集了一些桥梁的信息在我个人主页上(www.edwilson.org)。随着年龄的增加，我设法将我收集到有关 Ferndale 桥的有意思的具有历史意义的信息放在上面。

Reitherman: 你十岁之前生活在大萧条时期，那时的生活是什么样子的？

Wilson: 家庭中的每个人都在劳动以帮助家庭摆脱困难。从早期，比如我是从 4 岁，生活在像我们这样的小牧场的孩子都要劳动。比如，那时我的任务是，每天给炉子添柴火。

1937 年，我们生活在 Ambrosini Lane 尽头的小牧场，每月支付 \$100 的租金。那时，我们无法支付租金，因为我们从售卖牛奶所得收入还低于租金，黄油的价格已经低至每磅 5 分钱。大哥 Jimmy 从辍学到一家较大牧场工作，这样他可以帮助家庭其他成员；大姐 Margaret，1936 年高中毕业之后就搬到了 Eureka 当一名美发师以供给她自己；我父亲有机会就去做木工活；我母亲，已被训练成一个职业裁缝师，在照顾家庭之余去做额外的缝补活儿以多挣几块美元。

更糟糕的是，1936 年我从牧场的房子掉下来摔断了右肘，是复合性骨折，需要大手术，本地医生做不了。三天之后，坐火车从旧金山赶到 Eureka 的医生进行了胳膊手术。这是一次严重伤害，次年我进入一年级的時候，还只能用左手写字。而我天生是右撇子，因此小学的前两级我用了三年时间来完成。至今我的右胳膊仍然活动受限，但并没有限制我参加劳动和体育活动，特别是大学时期在田径队的赛跑比赛。

大萧条对不同的人有不同的影响。你得记住，即便是在高失业率的时期，大部分人还是有稳定的工作，并且不会影响那么大。

Reitherman: 在牧场每天的生活是什么？

Wilson: 除了每周七天的劳动？因为机械化的出现，在 Ferndale 地区有两种类型的牧场。大牧场拥有几台可移动的挤奶机，能在奶牛之间来回移动；这样，挤奶就不再是一项主要的耗时日常任务了，而且，他们用拖拉机和大型农场设备来代替了役马。我们家只有一匹马和一驾马车。小牧场要转变为大牧场，需要一大笔资本金。不消说，Wilson 家没有这笔钱来买那些现代化设备。

大牧场主会雇一两个男人，雇工并不会被支付多少钱，但他可以得到每周七天的免费吃住，周日，还能有一天假，除了早晚还需要挤奶之外。因此，雇工如果大部分时间在牧场的话，他可以攒些钱。

我哥 Jimmy 辍学之后做了多年的雇工，还有我哥 Bill 在 1947 年高中毕业后也做了一年多，攒下钱来进入 Humboldt 州立学院。1949 年夏天，我也在一个大牧场做工，5 点起床，工作 3 小时然后吃早饭，再回去工作。牧场有 105 头奶牛，总是要浇地、收集干草，有无数的事情要做。我们习惯在每天早上挤奶，晚上再来一次；奶牛也习惯于每天这样的循环：吃草、睡觉、下奶。当你想改成日间以节约时间，你不可能一下子改变它们的规律，得慢慢来。

搬到海景牧场

Wilson: 1938 年，我们搬到一个离 Centerville Road 约 1 英里、离海 2 英里的位于一座山丘之上被废弃的 180 英亩的偏僻牧场。老迈的牧场主已搬到 Ferndale 镇上，因为他已不能够打理牧场或者运营挣钱了。我父亲与牧场主签了一个协议，以连续五年每年 \$500 的价格买下牧场。牧场是由一位富有的欧洲绅士在十九世纪末开发的，由于具有极佳的太平洋风景，绅士就将此命名为海景牧场 (Seaview Ranch)。

在随后的 10 年间我生活在这个牧场。1941 年，姐姐 Alice 从 Ferndale 高中毕业后进入了 Sacramento 的 Mercy 医院的护校。那时，为了获得膳宿和护理教育，护士生在医院工作是无报酬的。1942 年 George 高中毕业，



Fernbridge was completed in 1911, 18 months after the start of construction

Fernbridge is a 1,320-foot-long bridge comprising multiple arches to carry a highway across the Eel River. It was designed by John Leonard. It is still the longest poured-concrete bridge in operation in the world. During the past 105 years, this structure has been battered by a large number of floods and earthquakes and has survived with a minimum of maintenance. In addition, the concrete surface indicates very little deterioration due to the extreme salt water environment. In 1987, Fernbridge was added to the National Register of Historic Places.



Left to right: Bill, Ed's older brother; Jo, Ed's mother; Ed; and sister Blanche Josephine (B.J.) at the Seaview ranch in 1941.

1943年1月应招入伍，1944年阵亡(KIA)。1946年Blanche高中毕业进入Sacramento的Mercy医院的护校，并于1949年成为注册护士(RN)。Bill 1947年毕业，当雇工到1948年，然后进入Humboldt州立学院。因此，在1947和1948年间，我一个人和父母在牧场生活，直到1948年我们把牧场卖了。

Reitherman: 你哥哥 George 是怎么死的？

Wilson: 他作为自愿兵加入了陆军航空兵(二战结束前，空军还不是一支独立的部队)，是B-17的机枪手，B-17从英国飞到德国执行轰炸任务。在他的第17次任务中，穿越敌人阵地时，飞机被高射炮击中；飞机试图返回英国，但在英吉利海峡上空爆炸。唯一的幸存者报告说有3个机组人员跳了伞；被派出的海军舰船在海上搜寻到了George的尸体。不用说，Wilson一家都被这个消息所震惊。

家里的另一个厄运发生在1946年，我父亲得了严重的中风。我看见他在地里被绊倒，赶快到他身边，意识到情况是多么糟糕；我背着重达95磅的他回到家，他说他不行了，我的两个姐姐Margaret和Alice从Sacramento回到家来照料。一周后，他慢慢地从昏迷中苏醒过来；然而他的左胳膊却完全瘫痪了。几天后，他让我给他砍一根拐杖，这根拐杖在他的后面十五年一直在用，直到1961年去世。作为在家的唯一子女，我一直很高兴有他的陪伴，直到1953年我转学到伯克利。他需要有人帮助刮脸和洗澡。他持续关注新闻，并乐于去看望他的孩子和孙子们。

尽管是大萧条时期，生活在陡峭的海景牧场却是美好的。那时，我们有足够的食物，基本靠土地生活。我母亲的兄弟姐妹大多数也在牧场生活，因此，我们把生产的水果、浆果和蔬菜拿来分享，而且，我们还养了鸡、鸭、猪、小牛、肉牛，除了奶牛以外。我们也会去Eel河或太平洋里钓鱼。在我们的山丘牧场，出门门走几百码，我可以用我的22口径步枪击中美味的白尾灰兔。如果我们杀了一头鹿，就会把肉风干并罐装。大哥George和他的朋友们经常去打猎和钓鱼。

Reitherman: 在牧场的日常生活是怎样的？

Wilson: 在海景牧场，我们只有十来头奶牛，两个男孩在一小时内就能完成挤奶。中风之前，父亲主要还是靠做木工活来养家。牧场能提供绝大部分我们所需的食物。我们曾经的一项重要工作是砍柴，为烧火做饭和取暖。这180英亩牧场里大约75%是树木，因此，我们只需砍伐路边和房子附近的树，这样就容易用车或拖拉机进行拖运。大部分的树是云杉和赤杨。哥哥Bill和我能在不到两天时间里砍一捆木头。

Reitherman: 你用的是手锯？这在链锯之前？

Wilson: 是的，我们用的是两人锯，推拉锯，来伐倒直径2英尺的树，然后锯成4英尺长，再把它劈开，以便一个人能搬到木棚里。我们通常靠烧木头来取暖、烧热水和做饭。后来，当我回来探望Humboldt县的亲戚时，我注意到的第一件事就是木头的味道，我并不喜欢它。我从没留意它的生长过程，因为它一直就在那儿。当然，现在我们知道木头燃烧的气味是它导致的空气污染的标志。我也记得我搬走之后乘坐长途巴士回到亲戚那里，当我在Fernbridge下车之后，我闻到了牛粪的气味，我甚至认为整个地方会由于这么多的甲烷所引爆！

Reitherman: 牧场有电吗？

Wilson: 有，从远处的道路边有一条电线通到我家。我们甚至在牲口棚里都没有点灯，因为瓦数不够。在用电上我们开销甚少。Jimmy送给母亲一台洗衣机，为了用它，我们不得不将所有用电设备都关掉。我们从井中取水，用风车来抽水。如果没有风，我们就爬到塔上，手工把水绞上来。灶台在厨房里，有水管穿过，来加热浴室的水。我都十多岁了，还与哥哥Bill一起洗澡，因为没有那么多热水，洗澡水得重复利用。灶台是房子的中心，我们在厨房里渡过了大部分时光。

Reitherman: 你们如何往返于镇子？

Wilson: 我们有一部旧的福特T型车，后来是一辆旧的A型车。我们步行3英里去上学，Bill和我只有一部自行车，这是大哥Jimmy送的圣诞礼物。到高中，我们就坐校车。

Reitherman: 我认为现在也是一样，即小学甚至中学都没人讲授“工程学”，甚至都不会提及这个名词，对吗？

Wilson: 是的，那时并没有讲过工程学。我喜欢数学，但我并非真正对上学有兴趣，因为如果牧场是你的生活，用不到多少教育。都认为我长大后会在牧场或工地工作。看到父亲的工作，我很早就对建造感兴趣。在牧场，可以修建小房子和围栏。

在Ferndale高中，有几门非常棒的手工课，木工、焊接、钣金和制图。我一直都重视从手工课所学，以及打造东西时所获经验。在给父亲干木匠活当下手时，我首次开始学习到那些后来我发现被称为结构工程和抗震构造的东西。他习惯去晃动木框架房子，并对它们能够承受地震的能力充满自信；他说，有个例外，如果修

一个砖烟囱的话。这通常仍然是对的。

在 1947 至 1948 年间，那时我单独和父母住在牧场，只有一些牲畜和小鸡，因此每天花几小时就能打理好牧场。我的狗 Lindy 常陪伴着我，我开始和它一起跑遍了整个牧场，只是好玩。1949 年春天，我获得了 Humboldt 县高中田径比赛 660 码（约 604 米）的冠军。

Reitherman: 你和 Lindy 一起赛跑使我想起了伟大的跑步者 Wes Santee 的故事，他也和他的狗一起跑步穿过堪萨斯平原。

Wilson: 稍后，我会讲一个有关与 Santee 比赛跑步的故事。

1948 年我们卖掉了牧场，搬进外祖父 Edward Christen 位于 Grizzly Bluff 的旧维多利亚式房子，自从他 1940 年去世之后就沒有人住。父亲、母亲和我在那里住了一年。

Humboldt 地震

Reitherman: 记得你经历的第一次地震吗？

Wilson: 每年都会有一两次小震。我记得最大的地震是在 1948 年，我睡在外祖父旧维多利亚式房子的上层，我记得那晚我掉下了床；第二天早上，我们围坐在早餐桌旁，我就问“昨晚有地震吗？”我父母并没有特别留意，说，是的，又是一次，他们显得很平常。

父母经历过 1906 年地震：母亲在 Humboldt 县的 Pleasant Point，父亲在旧金山。他们都回忆说两地的晃动都一样，这也说得通，因为 San Andreas 裂了 300 英里，沿途都释放了剧振。

Reitherman: 似乎 1906 年地震应该称作北加州地震，而不是旧金山地震，因为延伸如此长的断裂带。例如，旧金山的市政厅晃动，然后毁于大火，但北部 50 英里外的 Santa Rosa 市政厅却整个垮掉了，只是地震动的原因。

Wilson: 父亲告诉我说，地震本身的破坏性，Santa Rose 比旧金山厉害。当然，Santa Rose 是个小城市，但普遍的程度更厉害。

Reitherman: 最近 Humboldt 县发生过大地震吗？

Wilson: 发生过。1992 年的 Cape Mendocino 地震，18 小时里三次地震，震级分别是 7.2、6.6 和 6.5（加州采矿与地质局，现在的地质调查局，在对地震采集到的强震记录报告中，这样写道：“地震产生了有史以来记录到的最大加速度值，在 Cape Mendocino 台站记录到的峰值加速度接近 2g。”），结果是，除了导致村镇新建筑大量损害的晃动之外，还有是大地永久抬高了几乎 1.5 米（6 英尺）。2010 年又发生了 6.5 级地震，2014 年近海发生了 6.8 级地震。

第二章

• 搬到 Sacramento

土木工程学科里的结构工程，听起来接近我成为一名木匠的想法，因此我就开始了这个专业。

Wilson: 1949 年我 17 岁，我们从 Ferndale 乡下搬到了 Sacramento。我的三个姐姐，两个是护士，都住在 Sacramento，母亲决定搬到那里，以便她们能够照料父亲。突然间到了州府，一个大都市，刚开始我还有些不知所措。

姐夫安排我进入基督教兄弟会高中读高三，学习的难度与 Ferndale 高中一样。我的物理很好，这是高中最接近工程的课程。然而，在那里我没有交上好朋友。

用卖掉海景牧场的钱，我们买下了一栋需要维修的位于第 35 和 H 街附近的老房子。只有两个卧室——一间是父母的，另一间是姐姐 Blanche 的，她是 Mercy 医院的护士。最初的几个月，我睡在客厅的沙发上。

每周，我要清理院子、整理花圃，做些油漆活儿。我们没有车，因此我把车库改装成了自己的卧室，装上门窗和保温材料。我的活儿给邻居们留下了深刻印象，他们开始请我做庭院活儿以及一些小的搭建工作。我干得很快，也做得很好，一小时一美元——与我在牧场的工资一样。这样，我就可以自己挣钱来开销。但，父母、Blanche 和我并没有把钱搁在一起去买一辆车。另外两个姐姐，Margaret 和 Alice，住得很近，经常帮助我们解决交通问题。所以，搬到 Sacramento 的决定对家庭和我都是件好事。

开始专科课程

Reitherman: 你毕业于加州大学伯克利分校。你是直接从高中去的吗？

Wilson: 不是。1950 年我高中毕业，并没有想进入大学，但我看了 Sacramento 专科学校的情况一览，可以选择土木工程学科里的结构工程，听起来接近我成为一名木匠的想法，因此我就开始了这个专业，我并不知道土木工程是啥，成长过程中我唯一知道的工程师是火车司机。我上了数学、物理、化学和工程课程。而且，在工程班里，我结交了许多新朋友，他们都计划要转到加州大学伯克利分校去。同时，我开始了在田径队里的高强度跑步训练；大二，我赢得了所有 880 码（约 805 米）比赛，包括州的比赛。

大一和大二之后的暑假，我都在美国罐头公司打工，与我家就几个街区的距离。每次我都连续工作 57 天，每小时报酬为 \$1.45，周六为 1.5 倍、周日为 2 倍工薪。

罐头制造机器匀速行进，我必须取出罐头放入托盘的箱子里。几天后，我就能赶上节奏，40 秒就装好一箱；随后，我就把速度提高到了 5 秒，或者以舒服的速度 10 秒一箱。我常常痴迷于采用最高效的方式去做事情。

Reitherman: 我也有过相似的暑期工作，在美国石膏公司，把石膏罐堆到托盘上。我尽我所能快的速度超过流水线的速度，这样才有时间在顶层罐子上栓好一条绳，以便叉车把托盘运走。查理卓别林的《摩登时代》就是某些装配线工作的真实写照。你怎么花工资？

Wilson: 除了生活和上学花费外，我把钱攒起来；因为我知道，我要在 Sacramento 专科学校的第二年之后转去伯克利。

Reitherman: 有关你的工程课程，你还有什么记忆？

Wilson: 测量和制图课很好，我喜欢物理和实验，因为靠微积分和微分方程我们可以解决实际问题。我认为，在同样的课程上，Sacramento 专科学校的教师比伯克利的助教要好，Sacramento 的教师全身心投入教学，而伯克利的助教很年轻也缺乏经验。

大部分我的 Sacramento 专科学校朋友并没有多少钱，我们只能相互分摊伙食费和油钱，所以，我们不得不找一些便宜的活动来进行娱乐，几乎每个周六我们都在公共球场打网球，而且游泳和保龄球也不贵。我们中的几个在长周末会去加州北部的各个溪流去钓鱼，我们好几个转到伯克利之后还这样做。

田径队跑步

Wilson: 1951 年春季，在体育课上，我们进行了一英里跑，我轻松获胜。我一周有四天上工程实验课，因此不能在他们的训练的所有时间都加入，但我自己跑，并参加了一些运动会。第二年，我自己训练，跑步时手里拿着计时器，然后再去上下午的工程实验课。我遇到的一个终身朋友是另一位跑步者，Al Baeta。我完成了专攻项目，880 码（半英里，约 800 米）。当我离开 Sacramento 专科学校转到伯克利的时候，我有更多的机会来见证自己能跑多快。

（未完待续）

新版发布

CISGTCAD V1.8.6 更多新特性

增加欧标规范



CSIBRIDGE V19.1.0

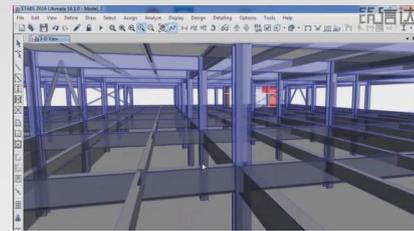
增强 Direct X 显示速度和质量



ETABS V16.1.0 更多新特性

“步入”模式导航，
可进入模型内部查看结构细节

观看视频介绍

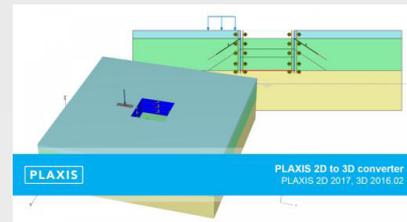


PLAXIS

2D 2017

发布 2D to 3D Converter
2D 模型直接转换为 3D 模型

观看视频介绍



3D 2016.02

发布 Plaxis Coupling tool
上部结构与地基基础共同作用分析

观看视频介绍



新书推荐



《PERFORM-3D 原理与实例》
作者：崔济东、沈雪龙
出版社：中国建筑工业出版社

PERFORM-3D 是一款优秀的建筑结构弹塑性分析与性能评估软件。目前已广泛应用于我国结构抗震研究及工程实践中，是工程界和科研界认可度与接受度均较高的结构非线性分析及抗震性能评估软件。

本书主要面向 PERFORM-3D 软件的初级和中级用户，同时也为高级用户提供了有用的参考。适用对象包括：结构工程、防灾减灾工程专业的本科生、研究生；从事建筑、桥梁结构抗震设计的工程师及相关设计人员；对结构弹塑性分析及基于性能的结构抗震设计感兴趣的研究人员。

关于本书的详细信息请访问 www.jdcui.com

“SAP2000 在空间结构中的应用” 高级培训班在上海、深圳和武汉成功举办

SAP2000作为通用的建筑结构分析与设计软件，广泛应用于网架、网壳、立体桁架等各种空间结构的工程实践。稳定性分析、多点输入时程分析和阶段施工分析既是空间结构分析的重点和难点，也是众多结构工程师有待强化和巩固的薄弱环节。

“SAP2000 在空间结构中的应用”高级培训课程，旨在帮助工程师深入理解并灵活掌握 SAP2000 的诸多功能，以便更快更好地完成空间结构的分析与设计工作，在**上海**（4月）、**深圳**（5月）和**武汉**（6月）成功举办三期。

本课程以双层柱面网壳的建模、分析及设计为出发点，全面介绍了包括滑动铰支座、半刚性连接、框架局部轴等应用技巧。同时，对稳定性分析、多点输入时程分析以及阶段施工分析的重点和难点进行深入探讨与交流。

在广大工程师的热情参与下成功举办，学员对讲师的授课方式和课程安排给予了积极肯定和有效建议。部分学员反馈：

“老师讲的很用心，介绍了很多应用中的技巧和注意事项，好评！”

——张工，中南电力

“第一次参加正式的 SAP2000 培训，比自学的效果好太多了。”

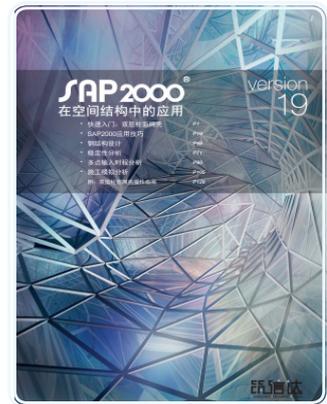
——王工，嘉特纳幕墙

“学到很多有用的东西，一些需要注意的细节很适用。”

——张工，上海勘测设计院

“时间有点短，建议将学员分组合作完成一个课题。”

——周工，宝钢工程



“PLAXIS 案例分析课程” 广州、济南、武汉和南京成功举办

2017年4至6月，筑信达公司精心组织的 PLAXIS 案例分析培训课程，分别在**广州**、**济南**、**武汉**和**南京**成功举办。本次培训班根据广大 PLAXIS 用户所普遍关心的工程问题，就新奥法喷锚支护隧道施工模拟、复杂支护体系基坑降水开挖施工模拟、边坡支护及其稳定性分析等主题展开培训和交流。

在筑信达老师全程的耐心辅导之下，无论是具有一定 PLAXIS 应用基础的学员，还是初步学习软件的学员，均能独立完成案例分析模型。很多与会者还利用培训间歇时间和培训结束之后的时间，就其关注的工程问题、以及日常分析当中存在的疑问等与筑信达老师进行了深入的交流和讨论，整个培训过程大家学习热情高涨，交流气氛浓厚。

希望今后我们在筑信达的更多技术交流或培训活动中，共同探讨岩土工程数值计算方法和分析技术，为推动复杂工程的项目评估和优化设计尽绵薄之力。



筑信达成立五周年之际，武汉技术服务中心正式设立！

时值筑信达成立五周年（2012-2017）之际，武汉技术服务中心正式设立。

筑信达自 2012 年成立以来，持续创新和丰富技术服务手段。除传统电话和邮箱支持外，筑信达推出在线支持平台（support.cisec.cn），旨在帮助用户便捷管理日常软件应用问题，快速分享个性化的解决措施；建立知识库系统（wiki.cisec.cn），分享在日常技术支持中累积的共性问题 and 软件应用技巧；开通每周五网络课堂，就工程师们所关心的问题，定期与大家分享讨论；创办《技术通讯》电子期刊，将工程软件技术与工程实际应用相结合，为具体的工程应用提供“解决之道”。

筑信达武汉技术服务中心的成立，亦是技术服务手段新的开拓，团队由结构、桥梁和岩土专业人才组成，均具备硕士学历。作为总部技术团队的“地面延伸”，武汉中心团队将通过定期上门拜访，有效传播筑信达技术资源和最新资讯，围绕客户日常工程设计，“急客户之所急”——为您提供贴身的技术服务。

筑信达武汉中心与华中区域代理商武汉百思通科技有限公司联合办公，位于武汉市洪山区武珞路兆富国际大厦 805，配置 12 人会议室，定期举办技术沙龙，欢迎广大工程师朋友莅临指导。



变电站构架设计软件GTCAD 通过山东电力工程咨询有限公司评审验收

2017 年 4 月 27 日，变电站构架设计软件 CiSGTCAD 评审验收会在山东电力工程咨询有限公司顺利召开，山东院技术总监黄萍、电网副院长林清海、电网副院长韩文庆、变电工建专总刘建秋参与本次会议。筑信达总工芮继东代表项目研发团队做了“变电站构架设计软件 CiSGTCAD 研究报告”的汇报。与会领导和专家对项目给予了充分肯定，项目通过评审验收。



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.ec

(请注明“技术通讯”投稿)

期待与你的相识!



你是我的菜



CSI BRIDGE

SAP 2000

ETABS

SAFE

PERFORM 3D

PLAXIS

CiSDesigner

CiSGTCAD

CiSModelCenter



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