

# 筑信达 技术通讯

第 10 期

2019 年 06 月

Vol.3 No.2

[www.cisec.cn](http://www.cisec.cn)

# ETABS<sup>®</sup>

Integrated Analysis and Design  
of Building Systems

version  
18



- ETABS 美标钢框架分析设计方法概述
- 瑞利阻尼的应用
- CSiBridge 中主梁变截面的参数化定义
- 基于欧标的焊缝承载力校核
- 地下水及土 - 水相互作用的模拟方法
- Edward L. Wilson 教授访谈回忆录(9)



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

# 目 录

## Content



ETABS 美标钢框架分析设计方法概述 1

瑞利阻尼的应用 6

CSiBridge 中主梁变截面的参数化定义 11



基于欧标的焊缝承载力校核 14



地下水及土 - 水相互作用的模拟方法 17



DeepEX 2019 特色功能介绍 23



GTCAD 国际版介绍 27

### 经典连载

Edward L. Wilson 教授访谈回忆录 (9) 33

新版发布 41

活动报道 42

征稿启事 45



cisec68924600

# ETABS 美标钢框架分析设计方法概述

筑信达 李立 吴文博

美国《钢结构设计规范》AISC360-XX (“XX”代表年号)是 ETABS 进行美标钢结构设计的主要依据。由于美国允许新、老规范并存,所以在 ETABS 中 AISC360-05、AISC360-10 和 AISC360-16 都是可用的。同时,ETABS 也实现了 AISC341-XX (钢结构抗震规范)的要求。

自 AISC360-05 起,美国钢结构设计就包含了 ASD 和 LRFD 两种设计方法。并且,明确规定了“直接分析法”和“有效长度法”的细节要求及适用范围,对二阶效应的计算方法也有规定。这些规定都在 ETABS 中得到充分体现。本文将梳理美标钢框架设计的主要思路,理清软件的参数设置与规范要求之间的联系。为便于表达,下文将 AISC360-16 简称为 AISC360。

## 1 构件设计方法

与我国规范不同,AISC360 有两种并行的钢结构构件设计方法 ASD 和 LRFD。工程师可根据需要自行选择。

ASD (allowable strength design)即容许应力设计法。该方法给出一个安全系数,以此度量因材料屈服或构件屈曲而失效的抵抗能力。ASD 在美国沿用了相当长的时间,但由于其安全系数较依赖于经验,有逐渐被 LRFD 替代的趋势。

LRFD (load and resistance factor design)即荷载和抗力系数设计法。该方法引入了结构可靠度的概念,考虑了荷载和抗力的概率,是目前主流的方法。

ASD 的基本表达式为:  $R_a \leq R_n / \Omega$

其中,  $R_a$  是根据 ASD 荷载组合而计算得到的内力设计值,  $R_n$  为

承载能力标准值,  $\Omega$  为安全系数,  $R_n / \Omega$  为容许强度。

LRFD 的基本表达式为:  $R_u \leq \phi R_n$

其中,  $R_u$  是根据 LRFD 荷载组合而计算得到的内力设计值,  $R_n$  为承载能力标准值,  $\phi$  为抗力系数,  $\phi R_n$  为设计强度。

经规范校准, ASD 的安全系数和 LRFD 的抗力系数的关系为:  $\Omega = 1.5 / \phi$

ASD 和 LRFD 对应不同的荷载组合要求。在 ETABS 的钢框架设计首选项中,选择设计方法为 ASD 或 LRFD (图 1),程序便自动生成对应的荷载组合,并按照以上公式验算构件的承载力。

## 2 二阶效应

二阶效应包含两类,一是由结构整体侧移产生的 P- $\Delta$  效应,二是由构件自身挠曲产生的 P- $\delta$  效应,如图 2 所示。ETABS 能够考虑这两类二阶效应。对于 P- $\Delta$  效应,通过预设 P- $\Delta$  选项(如图 3 所示),计入重力荷载下的几何刚度,再基于修正后的刚度进行分析。对于 P- $\delta$  效应,通过对杆件进行单元细分捕捉其挠曲变形来进行分析,一般细分 3 个单元即可,若杆件变形后的反弯点较多,则要加大细分精度。

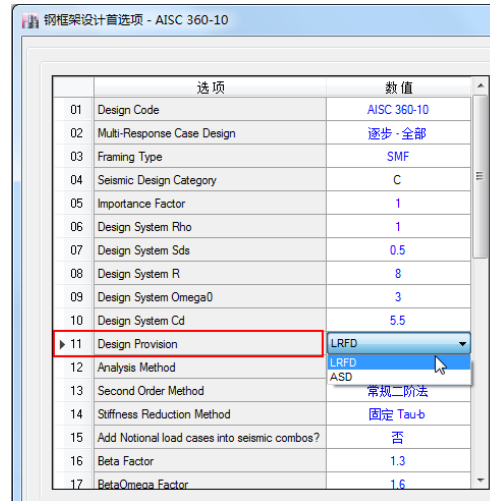


图 1 设计方法选项

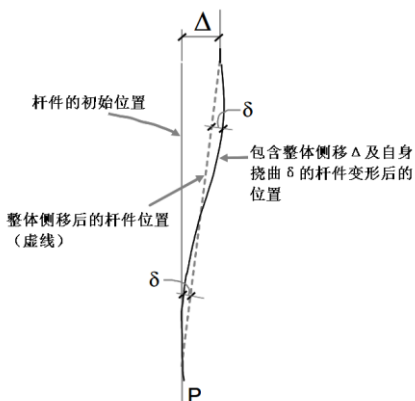


图 2 二阶效应图示

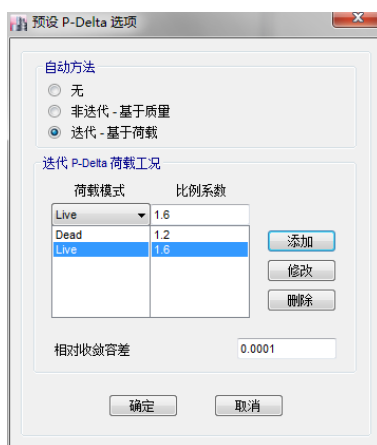


图 3 预设 P-Delta 选项对话框



图 4 二阶方法选项

AISC360 也提供了近似计算二阶效应的方法，即放大一阶分析的内力，表达式如下：

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

其中， $M_{lt}$ 、 $P_{lt}$  是由结构侧移产生的杆件一阶弯矩、轴力； $M_{nt}$ 、 $P_{nt}$  是结构不产生侧移时杆件的一阶弯矩、轴力； $B_1$ 、

$B_2$  是放大系数， $B_1$ 、 $B_2$  的详细信息整理如下表。

计算公式	说明	ETABS 对应的参数
$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_r / P_{e1}} \geq 1$ <p>详见 AISC A-8-3</p>	<p>考虑 P-δ 效应的放大系数</p> <p>程序自动计算，可通过设计覆盖项修改。</p> <p>其中临界轴力 <math>P_{e1}</math> 与计算长度系数 <math>K_1</math> 有关，故 <math>K_1</math> 会间接影响 <math>B_1</math> 的计算。</p>	
$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e story}}} \geq 1$ <p>详见 AISC A-8-4</p>	<p>考虑 P-Δ 效应的放大系数</p> <p>由用户通过设计覆盖项指定</p>	

ETABS 的钢框架设计首选项中，关于二阶方法提供了两个选项，如图 4。“常规二阶法”即按本节开头介绍的方式由程序自动计算二阶效应。“一阶放大法”则对应规范中采用放大系数的近似计算方法。

### 3 直接分析法

关于钢结构的稳定设计，AISC360 详细规定了具有普遍适用性的“直接分析法”。ETABS 非常适合使用该方法。根据规范要求，“直接分析法”主要包括四个要素：

- 1 考虑构件的弯曲、剪切和轴向变形。程序在分析过程中已自动实现。
- 2 非弹性因素引起的刚度折减，包括残余应力，结构分析要考虑刚度折减的影响。程序已自动实现，下文详细介绍。
- 3 考虑初始缺陷。程序通过“修改未变形几何”或定义“名义荷载”实现，下文详细介绍。
- 4 执行二阶效应分析，同时考虑 P-Δ 效应和 P-δ 效应。程序的实现方式前文已介绍。



### 3.1 刚度折减

一旦在 ETABS 中使用直接分析法，程序依据 AISC360 的规定会自动将所有构件的刚度乘以折减系数 0.8，同时构件的抗弯刚度还将乘以折减系数  $\tau_b$ ， $\tau_b$  的取值规定如下：

若  $\alpha P_r/P_{ns} \leq 0.5$ ， $\tau_b = 1.0$ ；

若  $\alpha P_r/P_{ns} > 0.5$ ， $\tau_b = 4(\alpha P_r/P_{ns})[1 - \alpha P_r/P_{ns}]$

式中， $P_r$  是轴向压力设计值， $P_{ns}$  是截面的抗压承载力。此外，若按名义荷载的方式施加大小为  $0.001\alpha Y_i$  的假想水平荷载，则可以对所有构件使用  $\tau_b = 1$ ，即使  $\alpha_r P_r/P_{ns} > 0.5$ 。

对此，ETABS 设计首选项中可以指定  $\tau_b$  固定值或可变值，当  $\tau_b$  为定值时，即  $\tau_b = 1$ ，当  $\tau_b$  为变值时，程序自动迭代计算确定  $\tau_b$ ，进而折减构件的抗弯刚度。



图 5 刚度折减选项

### 3.2 初始缺陷

依据 AISC360 的规定，结构的初始缺陷可以通过直接修正模型几何，或使用名义荷载来模拟。两种方式 ETABS 都可以实现。通过“修改未变形几何”命令（图 6），能综合考虑某荷载作用下的变形，及屈曲模态的变形来修改模型的初始几何，从而引入初始缺陷。定义“名义荷载”则是按规范要求的要求的给结构施加假想水平力，来模拟初始缺陷。

如图 7 左侧对话框所示，在荷载模式中添加名义荷载，再点击右侧“修改侧向荷载”按钮，弹出图 7 右侧对话框，选择重力工况和水平力的方向。注意以下几点：

1) 名义荷载一般是重力荷载的 0.002，其分布方式与重力荷载一致。所以在图 x 对话框中输入荷载比率 0.002。即  $N_i = 0.002\alpha Y_i$  ( $Y_i$  为使用 LRFD 或 ASD 荷载组合下第 i 层的重力荷载， $\alpha=1.0$  (LRFD)； $\alpha=1.6$  (ASD))。



图 6 修改未变形几何模拟初始缺陷

另外，按上一节的介绍，如果  $\tau_b$  设为定值，按 AISC360 的规定荷载比率要增加 0.001，此时应输入 0.003。

2) 名义水平荷载系数是基于不垂直度 1/500 确定的，当采用不同不垂直度时，可按比例调整名义水平荷载。

3) 两个正交方向的初始缺陷不同时考虑，且每个方向要考虑正、负两种情况。所以，每个重力工况应在两个主轴方向分别定义名义荷载。例如，一个恒载工况 (Dead)，应定义一对名义荷载 (N-D-X 和 N-D-Y)，活载工况 (Live) 同理。图 7 所示的例子中，对应恒载 Dead、活载 Live，以及 X、Y 两个方向，一共定义了 4 个名义荷载。每个名义荷载的正负情况由 ETABS 在生成荷载组合时自动考虑。

4) 当各楼层的最大二阶侧移与最大一阶侧移之比不大于 1.7 时，则只在重力荷载组合分析中考虑名义水平荷载，而在包括其他侧向荷载的组合分析中不考虑名义荷载。此时，需要工程师自行判断，然后在设计首选项中将第 15 项“在含侧向荷载的组合中考虑名义荷载？”设置为是或否。

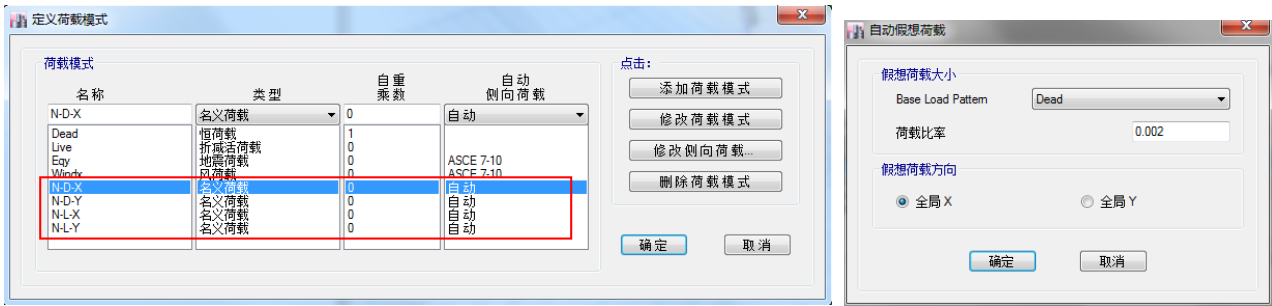


图 7 定义名义荷载

#### 4 有效长度法

直接分析法与有效长度法的区别在于：在压弯构件承载力验算时前者在分析中使用折减后的刚度，且计算长度系数为 1；后者在分析中刚度不予折减，并使用根据屈曲分析获得计算长度系数。

在 AISC 360 规范中，计算长度系数  $K$  有两种。一种用于所有梁柱节点位置固定，即无侧移的情况，用  $K_1$  标识， $K_1$  小于 1，程序默认  $K_1 = 1$ ，若  $K_1$  需取其它值，需由用户指定。另一种用于所有梁柱节点位置能自由移动，即有侧移的情况，用  $K_2$  标识。 $K_2$  大于 1，程序自动计算  $K_2$ ，用户也能修改。对程序而言， $K_1$  用于计算二阶放大系数  $B_1$ ， $K_2$  用于计算构件的轴向承载力。

程序默认的  $K_2$  计算方法适用于有侧移的抗弯框架，对于带支撑框架或其他结构体系，用户需自行设置  $K_2$  的数值。而且， $K_2$  的计算公式基于一些理想化的基本假定，一些特殊情况，比如斜梁、非正交梁，都会影响  $K_2$  的计算。这时程序会将  $K_2$  设置为 1，对这些情况用户应自行检查。当然，如果使用直接分析法，可以避免这些麻烦。

还有一个计算长度系数  $K_{ltb}$ ，用于考虑侧向弯扭屈曲。程序默认取  $K_{ltb} = K_{2minor}$ ，即等于柱的次轴方向计算长度系数，可以修改。

钢框架设计覆盖项输出了各个计算长度系数的数值，用户可查询修改，如图 8 所示。

选项	数值
23 Specified Camber, in	0
24 Net Area to Total Area Ratio	1
25 Live Load Reduction Factor	1
26 Unbraced Length Ratio (Major)	0.915278
27 Unbraced Length Ratio (Minor)	0.915278
28 Unbraced Length Ratio (LTB)	0.915278
29 Effective Length Factor (K1 Major)	1
30 Effective Length Factor (K1 Minor)	1
31 Effective Length Factor (K2 Major)	3.166705
32 Effective Length Factor (K2 Minor)	1.984963
33 Effective Length Factor (K LTB)	1.984963
34 Moment Coefficient (Cm Major)	0.85
35 Moment Coefficient (Cm Minor)	0.85
36 Bending Coefficient (Cb)	1
37 NonSway Moment Factor (B1 Major)	1
38 NonSway Moment Factor (B1 Minor)	1
39 Sway Moment Factor (B2 Major)	1

图 8 计算长度系数

#### 5 方法选择

综上所述，对于美标钢框架设计，可以使用“直接分析法”、“有效长度法”或“一阶分析法”。由于“直接分析法”考虑二阶效应影响，还考虑了结构的初始缺陷、杆件的不垂直度、残余应力引起的刚度折减等，所以是更具普遍适用性的方法。“有效长度法”、“一阶分析法”有各自的适用条件。

下表来自于 CSI 的美标设计技术文档，详细归纳了这几种设计方法的意义和实质。通过本文的介绍，相信能帮助工程师理解该表的内容，了解如何进行二阶分析、如何进行刚度折减、如何定义名义荷载、如何判定计算长度系数的取值等等，进而合理地使用程序进行美标钢框架设计。

直接分析法			
考虑二阶效应的方法	刚度折减设置	适用条件	基本内容
常规二阶分析法	$\tau_b$ 设为变值	不限	<ul style="list-style-type: none"> <li>全面二阶分析，考虑 P-<math>\Delta</math>、P-<math>\delta</math> 效应</li> <li>刚度折减，<math>EI^* = 0.8\tau_b EI</math>、<math>EA^* = 0.8EA</math>，<math>\tau_b</math> 值与轴力相关</li> </ul>



			<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 计算长度系数 <math>K_2 = 1</math></li> <li>○ 若 <math>\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} \leq 1.7</math>, 仅在重力荷载组合中考虑名义荷载, 否则所有荷载组合中考虑名义荷载, 名义荷载系数一般取 0.002</li> </ul>
	$\tau_b$ 设为定值	不限	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 全面二阶分析, 考虑 P-<math>\Delta</math>、P-<math>\delta</math> 效应</li> <li>○ 刚度折减, <math>EI^* = 0.8\tau_b EI</math>、<math>EA^* = 0.8EA</math>, <math>\tau_b = 1</math></li> <li>○ 计算长度系数 <math>K_2 = 1</math></li> <li>○ 若 <math>\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} \leq 1.7</math>, 仅在重力荷载组合中考虑名义荷载, 否则所有荷载组合中考虑名义荷载, 名义荷载系数一般取 0.003</li> </ul>
一阶放大近似法	$\tau_b$ 设为变值	不限	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 一阶分析</li> <li>○ 刚度折减, <math>EI^* = 0.8\tau_b EI</math>、<math>EA^* = 0.8EA</math>, <math>\tau_b</math> 值与轴力相关</li> <li>○ 计算二阶放大系数 <math>B_1</math>、<math>B_2</math>, 计算长度系数 <math>K_1 = 1</math>、<math>K_2 = 1</math></li> <li>○ 若 <math>\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} \leq 1.7</math>, 仅在重力荷载组合中考虑名义荷载, 否则所有荷载组合中考虑名义荷载, 名义荷载系数一般取 0.002</li> </ul>
	$\tau_b$ 设为定值	不限	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 一阶分析</li> <li>○ 刚度折减, <math>EI^* = 0.8\tau_b EI</math>、<math>EA^* = 0.8EA</math>, <math>\tau_b = 1</math></li> <li>○ 计算二阶放大系数 <math>B_1</math>、<math>B_2</math>, 计算长度系数 <math>K_1 = 1</math>、<math>K_2 = 1</math></li> <li>○ 若 <math>\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} \leq 1.7</math>, 仅在重力荷载组合中考虑名义荷载, 否则所有荷载组合中考虑名义荷载, 名义荷载系数一般取 0.003</li> </ul>
<b>有效长度法</b>			
<b>考虑二阶效应的方法</b>	<b>适用条件</b>	<b>基本内容</b>	
常规二阶分析法	所有楼层位移满足: $\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} \leq 1.5$	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 全面二阶分析, 考虑 P-<math>\Delta</math>、P-<math>\delta</math> 效应</li> <li>○ 刚度不折减</li> <li>○ 计算并使用有效长度系数 <math>K_2</math></li> <li>○ 仅在重力荷载组合中考虑名义荷载, 名义荷载系数一般取 0.002</li> </ul>	
一阶放大近似法	所有楼层位移满足: $\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} \leq 1.5$	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 一阶分析</li> <li>○ 刚度不折减</li> <li>○ 计算并使用有效长度系数 <math>K_2</math></li> <li>○ 计算并使用二阶放大系数 <math>B_1</math>、<math>B_2</math></li> <li>○ 仅在重力荷载组合中考虑名义荷载, 名义荷载系数一般取 0.002</li> </ul>	
<b>一阶分析法</b>			
	<b>适用条件</b>	<b>基本内容</b>	
一阶分析法	所有楼层位移满足: $\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} \leq 1.5$ 所有柱轴力满足: $\alpha P_r / P_{ns} \leq 0.5$	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 一阶分析</li> <li>○ 刚度不折减</li> <li>○ 计算并使用有效长度系数 <math>K_2</math></li> <li>○ 所有荷载组合中考虑名义荷载, 名义荷载系数 = <math>2.1\alpha(\Delta/L) \geq 0.0042</math></li> </ul>	

# 瑞利阻尼的应用

筑信达 吴文博

瑞利 (Rayleigh) 阻尼假设结构的阻尼矩阵是质量矩阵和刚度矩阵的组合, 因其简单、方便, 而在结构动力分析中得到了广泛应用。在 SAP2000 或 ETABS 的时程分析中, 用户可以在直接积分法或 FNA 法中使用瑞利阻尼。本文简单介绍瑞利阻尼的原理, 并通过案例分析使用瑞利阻尼时常见的误区。

## 瑞利阻尼的基本原理

就时程分析而言, 当采用线性模态叠加法时, 通常会采用振型阻尼比  $\xi$ , 因其物理意义明确且十分方便; 但是对于直接积分法则需要用阻尼矩阵的方法来表示结构的阻尼。因为阵型对质量和刚度都是正交的, 建立阻尼矩阵最简单的方法是使其与质量矩阵或刚度矩阵成比例, 与质量矩阵成比例我们可以称之为质量比例阻尼, 与刚度矩阵成比例可以称之为刚度比例阻尼。此时阻尼矩阵可以表示为:

$$C = a_0 M \text{ 或 } C = a_1 K$$

如图 1 所示, 刚度比例阻尼与频率呈线性比例, 与结构变形相关, 可极大程度的衰减掉高频成分; 质量比例阻尼和周期成线性比例, 与结构运动相关, 可极大程度的衰减掉长周期成分, 因此一旦结构主要振型对应的频率范围很宽时, 不同频率对应的阻尼比差异将会很大, 这会使不同振型的相对响应发生严重畸变。

如果假设阻尼与质量矩阵和刚度矩阵的组合成比例则可以得到一个明显改进的结果, 这种阻尼称为瑞利 (Rayleigh) 阻尼其表达式如下:

$$C = a_0 M + a_1 K$$

只要知道两个频率点  $\omega_m$  和  $\omega_n$  即其相关的阻尼比  $\xi_m$  和  $\xi_n$  就可以求解瑞利阻尼的系数  $a_0$  和  $a_1$ 。在程序中, 用户可以手动计算相应系数或者输入频率 (或周期) 值和对应的阻尼比由程序自动计算, 如图 2。

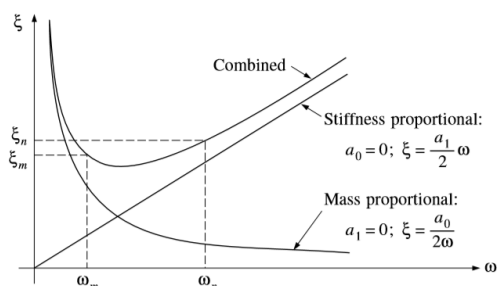


图 1 阻尼比与频率的关系

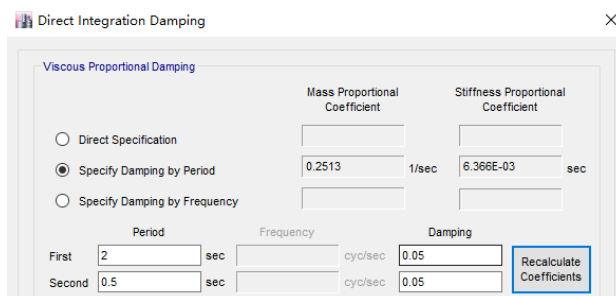


图 2 瑞利 (Rayleigh) 阻尼定义

如图 1 所示, 在频段 ( $\omega_m, \omega_n$ ) 内, 阻尼比略小于给定的阻尼比, 在该频段内由于计算的阻尼略小于实际阻尼, 结构的反应将略大于实际的反应, 这样的计算结果对工程而言是安全的。如果两个频率点选择的好, 则可以保证这种增大程度很小。在频段 ( $\omega_m, \omega_n$ ) 以外, 其阻尼比将迅速增大, 这样频率成分的振动反应会被抑制, 其计算值将远远小于实际值, 但这一部分通常是不需要考虑的, 或可以忽略的。但是, 如果对结构设计有重要影响的频率分量落在频段 ( $\omega_m, \omega_n$ ) 以外, 则可能导致严重的不安全。因此随意找两个频率点去确定  $a_0$  和  $a_1$  是不可取的, 可能会导致严重的误判。

CSI 曾经建议图 2 所示的两个周期值分别取为  $0.9T_1$  和  $0.2T_1$  (取  $0.9T_1$  而非  $T_1$  是为了防止阻尼偏小过多), 也有人建议保守的取为  $T_1$  和  $T_{90\%}$  (质量参与系数达到 90% 时对应的周期)。对于这两个周期 (或频率) 的取值, 应慎之又慎, 必要的情况下, 应调整周期的取值, 查看结构的响应对其是否敏感。现以两个案例说明一下瑞利阻尼取值对分析的影响。

## 案例 1

模型为一桥梁结构, 桥面梁与桥墩之间设有摩擦摆隔震支座, 如图 3 所示。某用户欲对比 FNA 法和非线性直接积分法的结果差异, 因此将两者均设置为瑞利阻尼, 瑞利阻尼定义参考了 CSI 的建议值, 如图 4, 结构基本周期约为 3.0s。





图3 有桥墩模型

比例系数

质量比例系数 刚度比例系数

直接指定

基于周期指定

基于频率指定

	周期	频率	阻尼比
一	2.7		0.05
二	0.6		0.05

重新计算

图4 模型中瑞利阻尼定义

同时，用户又做了一个对比模型，此模型中不包含桥墩，其他设置与有桥墩结构模型相同。如图5

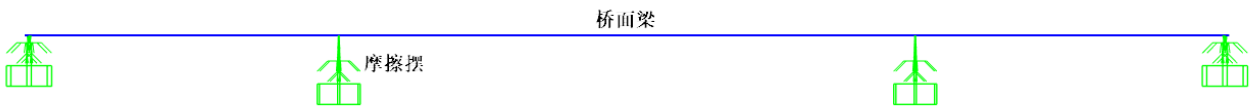


图5 无桥墩模型

计算后发现，对于无桥墩模型，那么 FNA 法与非线性直接积分法的计算结果非常一致，如图6；而对于有桥墩模型，那么 FNA 法与直接积分法的计算结果差异很大，如图7。所以用户怀疑，是不是摩擦摆隔震支座不能用于层间隔震？

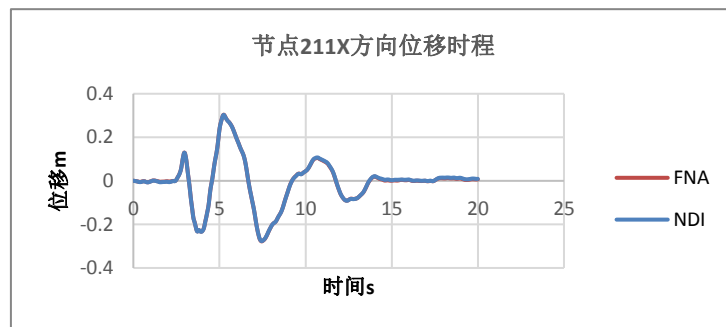


图6 无桥墩模型节点位移时程

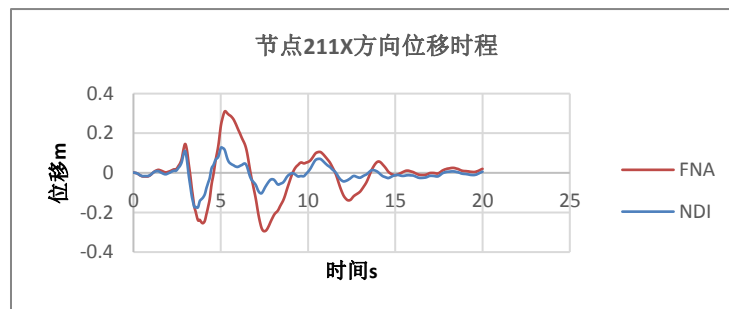


图7 有桥墩模型节点位移时程



经过我们仔细的检查发现，并非是摩擦摆隔震支座的问题，而是相同的瑞利阻尼定义对两个模型的影响不同。首先我们先观察一下有桥墩模型与无桥墩模型的振型质量参与系数。

表 1 有桥墩模型的振型质量参与系数

模态	周期	UX	UY	SumUX	SumUY
1	2.971305	0.6768	0.00014	0.6768	0.00014
2	2.833205	0.0004	0.65907	0.67719	0.65921
3	2.65675	0.00235	0.01866	0.67954	0.67786
5	1.053782	0.00002605	3.172E-08	0.67957	0.67861
6	0.537385	0.00384	0.00002582	0.68341	0.67863
67	0.023814	0.00000131	0.000000252	0.81062	0.80592
68	0.02357	0.000003329	0.000001275	0.81062	0.80592
204	0.006608	0.00005157	0.01215	0.86158	0.90348
205	0.006585	0.00055	0.00025	0.86214	0.90373
206	0.006424	0.0001	4.853E-09	0.86224	0.90373

表 2 无桥墩模型的振型质量参与系数

模态	周期	UX	UY	SumUX	SumUY
1	2.837936	0.99579	0.000000577	0.99579	0.000000577
2	2.666147	5.822E-07	0.99912	0.99579	0.99912
3	2.553622	0.00399	5.668E-09	0.99978	0.99912

查看模型后我们发现，两个模型的基本周期相差不大，由摩擦摆参数控制，有桥墩模型略偏柔，这是桥墩为有限刚度造成的，也是合理的，但是质量参与系数的分布则差别非常大。对于无桥墩模型，由于摩擦摆的存在，第一阶阵型就获得了 99.5% 的质量参与系数；而对于有桥墩模型，由于桥墩的质量和刚度很大，导致其周期至 0.006s 左右时，质量参与系数才达到 90%。因此可以判定，无桥墩模型使用图 4 中的瑞利阻尼定义没有太大问题，但是对于有桥墩模型则会高估阻尼的作用，导致高频部分被过分衰减。因此将图 4 中的瑞利阻尼定义为图 8 所示，计算结果将趋于合理，如图 9。

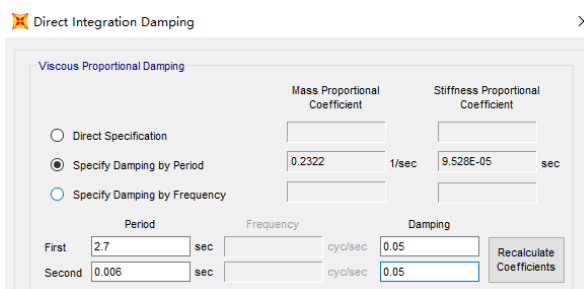


图 8 有桥墩模型调整后的瑞利阻尼

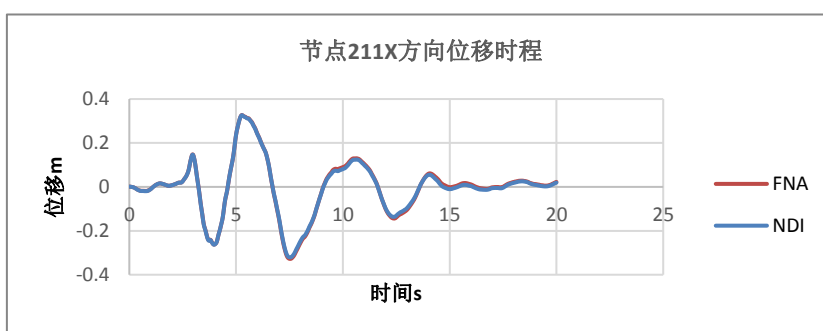


图 9 有桥墩模型调整后的节点位移时程



至此用户提出第二个问题，为什么不恰当的瑞利阻尼对 FNA 法的影响要小于非线性直接积分法呢？这是因为 FNA 法的阻尼作用机制与非线性直接积分法略有不同。对于直接积分法，是使用阻尼矩阵直接进行分析，而 FNA 法则会将瑞利阻尼转化为各振型阻尼比去进行计算，阻尼比不超过临界阻尼 1，一旦阻尼比按计算超过 1，程序会自动设置为 0.99995，如图 6 所示。从图 10 中，我们可以看出来 67 阶模态对应的阻尼比已经达到 1，但是此时对应的质量参与系数仅 80%，所以会出现非线性直接积分法的计算结果小于 FNA 法。

分析完成 - 改5

文件:	C:\Users\wuwb\Desktop\技术通讯-瑞丽阻尼模型改5.sdb		
开始:	2019/5/23 10:26:53	用时:	00:01:10
结束:	2019/5/23 10:28:04	状态:	Done - Analysis Complete

57	0.029468	0.833392		
58	0.029064	0.844960		
59	0.028735	0.854647		
60	0.027828	0.892465		
61	0.026938	0.911592		
62	0.026817	0.915712		
63	0.026226	0.936302		
64	0.026211	0.936866		
65	0.024978	0.983081		
66	0.024618	0.997412		
67	0.023814	1.031073	SET TO	0.999950
68	0.023570	1.041730	SET TO	0.999950
69	0.023409	1.048909	SET TO	0.999950
70	0.022671	1.083008	SET TO	0.999950

图 10 FNA 法阻尼比计算

## 案例 2

该模型为一个 6 层框架结构，使用 ETABS 进行大震弹塑性分析，时程工况使用直接积分法，阻尼取为瑞利阻尼，计算完成后查看杆件的弯矩图，发现在塑性铰处会出现非常明显弯矩突变，如图 11。这看起来与瑞利阻尼毫不相干，但是我们检查模型后发现，瑞利阻尼是造成弯矩突变的根本原因。

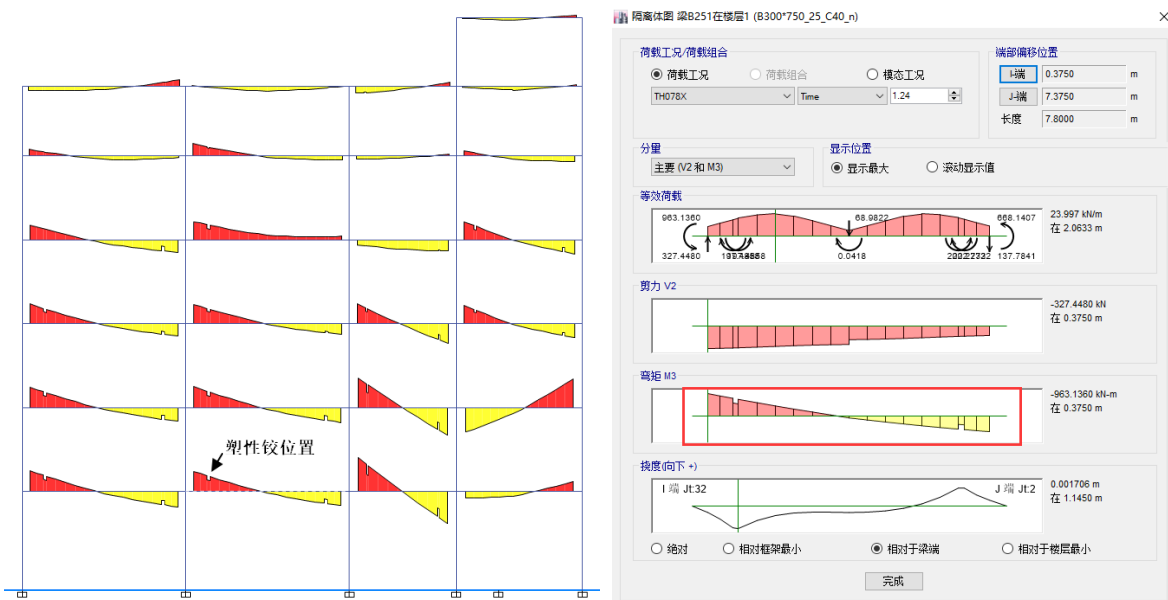


图 11 时程工况下框架弯矩图

在默认情况下，程序会对框架单元在塑性铰位置进行细分，塑性铰的相对长度对应为一个单元。而塑性铰相对长度的默认值为 0.02，此时这段细分杆件的线刚度远大于剩余杆件，导致局部形成过大的刚度阻尼，进而导致此处的框架内力急剧降低，所以出现图 11 所示的内力突变。若想避免这个现象，可以通过塑性铰覆盖项（图 12）来增大自动细分的相对长度（如取为 0.1）或者取消自动细分。更多介绍参见知识库文档[塑性铰覆盖项](#)。

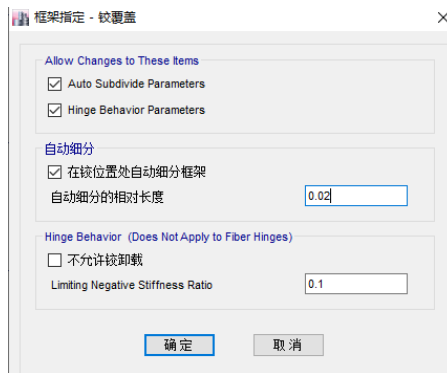


图 12 铰覆盖定义

## 用于直接积分法的模态阻尼

在 ETABSV17 和 SAP2000V21 版本中，程序新添加了用于直接积分法的模态阻尼，这类阻尼并非是我们通常使用的阻尼比，仍然是以阻尼矩阵的形式参与计算，其表达式如下：

$$C_{modal} = \sum_{i=1}^N \frac{4\pi}{T_i} \xi_i (M\phi_i)(M\phi_i)^T$$

其中  $T_i$ 、 $\xi_i$  和  $\phi_i$  是模态  $i$  的周期、阻尼系数和振型； $N$  是模态总数。

模态阻尼矩阵  $C_{modal}$  是一个完全密集的矩阵，模态阻尼只对模态荷载工况相关的模态位移提供阻尼。直接积分时程分析中的总自由度数几乎都比所提供的模态数量要大得多，因此可能存在欠阻尼或无阻尼的位移模式。为了防止模型的高频为欠阻尼，建议在荷载工况中提供一个小的非模态的刚度比例阻尼。

例如，如果模态阻尼影响的最高阶模态频率为  $f$ ，可以指定频率  $f$  的刚度比例阻尼为 0.2%，指定频率  $10f$  为 2%，这样给不受模态阻尼衰减的高频提供阻尼，阻尼采用的实际值应当由结构本身和工程判断来确定（如图 13）。

相比于瑞利阻尼，模态阻尼可以提供更加“均匀”的阻尼，当合理设置模态数量时，可避免案例 1 与案例 2 中的情况发生，但是随着模态数量的增加，计算时间也会显著的增加，所以用户应有所取舍。

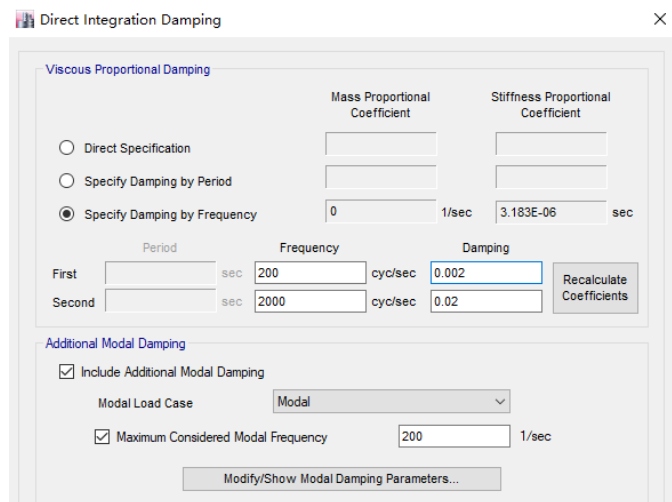


图 13 用于直接积分法的模态阻尼设置

## 结语

- 1) 当使用瑞利阻尼时，相应周期点（或频率点）的选取应结合结构的具体情况使用，应避免过大或过小的阻尼对计算结果产生明显的影响。
- 2) 局部过刚的构件会引起过大的阻尼力，较覆盖的设置可能对构件内力产生较大的影响。
- 3) 程序最近版本新增的用于直接积分法的模态阻尼，比瑞利阻尼可能更加合理，但是由于其阻尼矩阵为完全密集的矩阵，也会带来计算时间大量增加的弊端。

# CSiBridge 中主梁变截面的参数化定义

筑信达 吕良

传统的桥梁结构分析软件一般采用框架单元来模拟主梁，对于主梁变截面的设置多采用截面内插的方式来模拟，其建模效率低，建模精度与新规范所提倡的精细化设计还有一定的距离。CSiBridge 采用基于对象的工作流程，具有强大的几何建模功能。程序采用参数化的方式来定义主梁横断面，通过对各个参数指定变化函数来实现主梁的变截面。其建模效率更高，对主梁截面属性的计算也更为精确。另外，对于采用参数化方式建立的桥梁模型，软件能够将模型离散为壳单元或实体单元进行分析设计，满足精细化的要求。

## 1 上部结构横断面的定义准则

CSiBridge 将桥梁离散成不同的构件对象，如主梁、桥墩、桥台等。在定义好各个构件对象后，将其组装成桥梁对象。其中定义主梁构件时，一般选用与所建桥梁模型截面类型相似的模板，定义主梁断面的基准截面。基于模板定义基准截面时，软件会将截面信息通过一系列的参数来记录，如翼缘长度、腹板的厚度、倒角的长度及高度等。在组装“桥对象”时，选中相应的基准截面，然后指定截面各个参数沿跨度方向的变化函数，即可实现主梁截面沿跨度方向的变化。

现在通过一个小模型来简要说明主梁变截面的参数化定义。如图 1 所示的连续箱梁截面，该主梁截面在中支点位置处的梁高为 5.2m，腹板厚度为 1.1m，顶板厚度为 0.69m，底板厚度为 1.0m。在跨中位置处梁高变为 2.8m，腹板厚度变为 0.5m，顶板厚度变为 0.43m，底板厚度为 0.44m。

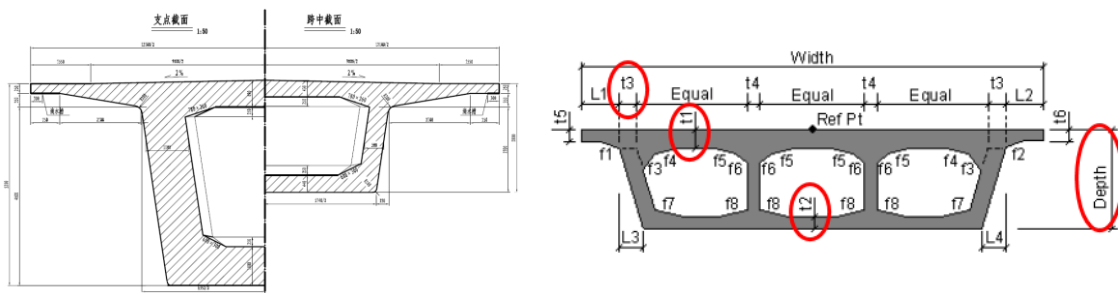


图 1 截面变化示意图

首先需要确定一个基准截面，一般以跨中最小截面作为基准截面，依据内置截面模板输入基准截面的各个参数。定义完基准截面后，还需要分别定义截面参数：梁高、腹板厚度、顶板厚度、底板厚度沿跨度方向的变化形式。通过命令：**构件>上部结构>参数变化**，可分别定义各个参数的变化函数。

软件中内置了多种常用的变化形式，方便用户定义各个参数的变化函数。需要注意的是“相对距离”表示由所定义的桥跨起始端开始沿大里程方向的长度；“尺寸改变”表示基于基准截面尺寸的变化，正值为增加、负值为减小。如小里程边跨段梁高变化形式为：桥跨起始段到 8.6m 长度内梁高尺寸不变，8.6m 到 39.1m 范围内主梁梁高以圆曲线的方式增加了 2.4m，从 39.1m 位置到该跨末端梁高不变，在软件中具体定义形式如下图 2 所示：

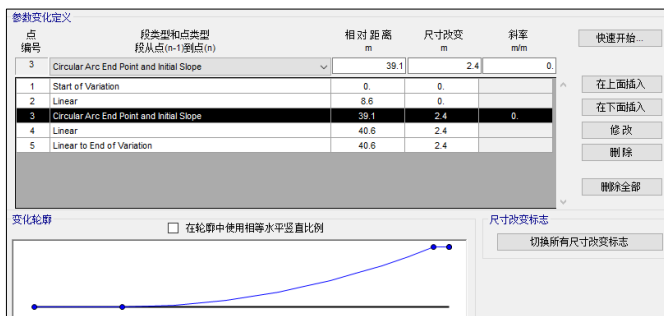


图 2 边跨梁高的参数变化



图 3 指定截面参数变化函数



组装桥梁对象时，将定义好的各个变化函数指定给对应的截面参数，软件将依据指定的变化函数计算各个位置处主梁的截面属性进行结构分析。值得注意的是，通过上述方式定义的主梁截面不仅能方便的修改几何模型，例如当截面某一个参数如底板厚度发生改变仅需将底板厚度的参数进行修改，然后更新模型即可。并且在离散模型时，可任意的将模型离散为壳单元模型或实体单元模型进行分析设计，满足精细化分析的要求。将上述模型离散为壳单元，拉伸视图如下所示：

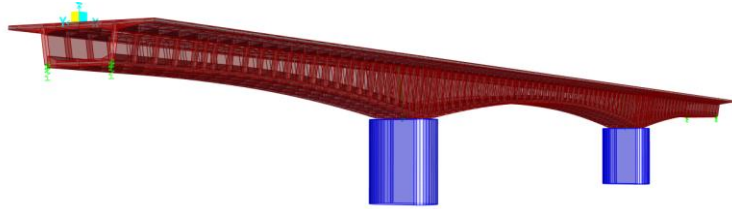


图3 示例模型变截面设置效果图

## 2 复杂变截面设置

前文主要介绍了软件中通过参数化的方式来定义常规主梁变截面的设置，另外对于一些复杂的断面形式，也可通过参数化的方式来定义。如下图所示的系杆拱桥主梁横断面，由于主梁在两端位置处与拱肋固结，主梁在端部位置处的底板、及顶板厚度变化较大。主梁共有三个腹板，其中边腹板在支座附近为 4.0m 厚的实体段。沿跨中方向，边腹板外及内侧以不同的角度向腹板中心方向收缩，最终形成厚度为 0.55m 的边腹板。由于桥面宽度不变，边腹板外侧内缩形成边翼缘，翼缘最终宽度为 0.2m。而中腹板厚度同样是沿跨中方向，向腹板中心宽度逐渐变为 0.55m。另外在梁端 9.5m 长度实体段范围内，腹板与顶板及底板之间是没有倒角的，从渐变段开始才设有倒角，具体如下图所示。

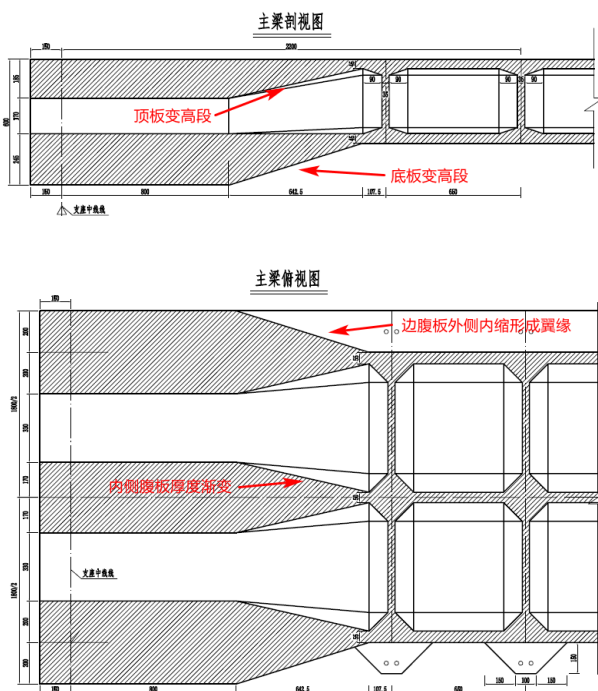


图4 系杆拱梁端截面

从上述内容可以发现，该主梁尺寸变化非常复杂。对于该类变化复杂的截面，一般桥梁设计软件仅能采用导入多个连续截面，截面之间通过内插的方式来模拟主梁属性的变化。其整个导入过程不仅繁琐带有较大的误差，并且仅能将该主梁模拟成框架单元来分析。在提倡桥梁精细化分析的要求下，该处理方法捉襟见肘。

在 CSiBridge 中，可通过对截面的多个参数指定变化函数来模拟该主梁复杂的变截面。首先需要确定的是主梁的基准横截面，这里以跨中横断面为基准截面，定义信息如下。

定义横断面数据 · 混凝土桥梁-竖向

项	数值
<b>板和梁厚</b>	
1 顶板厚度(t1)	0.45
底板厚度(t2)	0.4
外侧腹板厚度(t3)	0.55
内部腹板厚度(t4)	0.4
<b>倒角的水平尺寸参数</b>	
2 f1 水平尺寸	1.95
f2 水平尺寸	1.95
f3 水平尺寸	0.9
f4 水平尺寸	0
f5 水平尺寸	0
3 f6 水平尺寸	0.9
f7 水平尺寸	0.9
f8 水平尺寸	0.9
<b>倒角的竖向尺寸参数</b>	
f1 竖向尺寸	0.5
f2 竖向尺寸	0.5
f3 竖向尺寸	0.3
f4 竖向尺寸	0

图5 定义标准截面



该主梁截面参数（红色选框 1）中顶板厚度（ $t$ ）、底板厚度（ $t_2$ ）、主梁的高度（Depth）的变化都是比较容易通过参数化函数实现的。但在梁端 9.5m 长度范围内，翼缘与腹板相结合变成了实体段，导致外侧腹板厚度（ $t_3$ ）的变化却不好定义。为了方便定义，在梁端可认为翼缘长度为 0，边腹板的厚度 4.0m，中腹板厚度为 3.4m，箱室跨度为 3.3m，梁总宽为 18m。在渐变段，距离梁顶翼缘高度以下边腹板内缩形成翼缘，此时翼缘宽度（ $L_1$ ）由 0m 逐渐变为 0.2m。

确定翼缘宽度变化函数后，即可依据翼缘的宽度（ $L_1$ ）确定边腹板边缘外侧的位置，指定边腹板厚度（ $t_3$ ）后即可确定边腹板内侧边缘的位置。由于主梁宽度不变，确定中腹板宽度（ $t_4$ ）之后即可确定箱室跨度。而箱梁各个倒角的变化可通过倒角参数（红色选框 2 和 3） $f_1$ 、 $f_2$ 、 $f_3$ 、 $f_6$ 、 $f_7$ 、 $f_8$  等来确定，自此截面所有变化参数均可通过定义参数变化函数来实现。

依据上述分析结果，可分别定义翼缘宽度（ $L_1$ ）、边腹板厚度（ $t_3$ ）、中腹板宽度（ $t_4$ ）倒角尺寸变化参数  $f_1$ 、 $f_2$ 、 $f_3$  等的变化函数，然后指定给该主梁截面。通过 19 个变化参数将主梁的变截面信息完整的定义出来，主梁三维显示效果图如 6 所示；

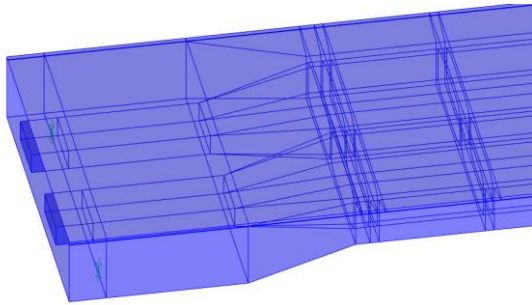


图 6 主梁三维拉伸视图显示

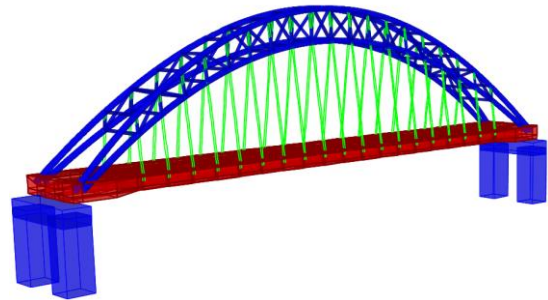


图 7 系杆拱全桥 3D 视图

对于常规混凝土桥梁，考虑预应力钢束的锚固及结构的加强，在边支座位置主梁通常会设有一段带检修孔的实体段，如图 8 所示。在连续梁中支点位置也设有一段带检修孔的实体段，如图 9 所示。一般桥梁分析软件无法考虑该问题，但在 CSiBridge 中也可以直接通过截面参数化的方式考虑。

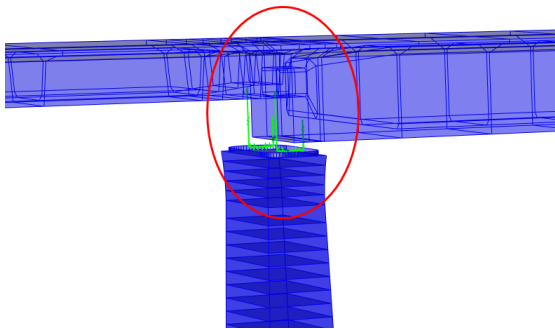


图 8 边支墩实体渐变段

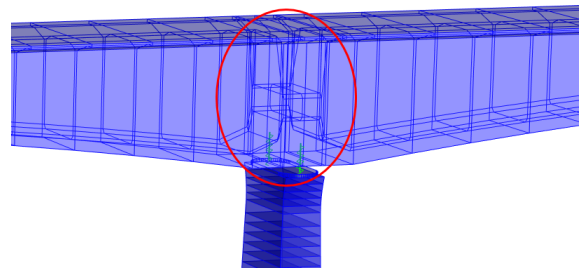


图 9 连续梁中支墩位置处

另外，采用参数化方式定义的桥梁，不仅仅方便几何模型的修改，并在分析设计的时候可以直接将桥对象依据设计深度的要求离散为壳单元或是实体单元，可随意切换其离散方式。如图 3 中的连续梁桥采用的是壳单元建立的。对于一些宽桥、弯桥采用框架单元做分析及设计，必然会丢失很多细节信息，直接采用壳或实体单元来建立模型其结果也必然更加接近真实结果。

### 3 总结

将主梁截面的各个尺寸采用参数化的方式来定义不仅建模的效率更高、修改模型方便，并且能更精确的描述主梁截面属性变化。在定义复杂截面时，也可以通过多个参数的组合来实现复杂变截面的定义，适用性较好。CSiBridge 建模的精确性以及其自带壳单元和实体单元分析的精确性，满足了桥梁精细化分析的要求。

# 基于欧标的焊缝承载力校核

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 以及澳大利亚规范 AS 的钢结构节点校核，具体包括：螺栓或锚栓校核、焊缝校核、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，本文着重介绍基于欧标 EN 1993-1-8 的焊缝承载力校核。至于其它组件（如锚栓、螺栓、混凝土等）或其它规范（如 AISC、CISC、AS 等）的钢结构节点校核，我们将在后续文章中向大家一一介绍，敬请关注！

## 1 焊缝的数值模拟方法

关于焊缝在有限元模型中的模拟方法，部分有限元软件采用 MPC 约束，即：Multi-Point Constraint（多点约束）。该方法基于拉格朗日算法通过力与变形之间的约束方程在板件之间传递荷载，其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，往往导致明显的应力集中现象。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%），忽略施焊过程中造成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 角焊缝的承载力校核

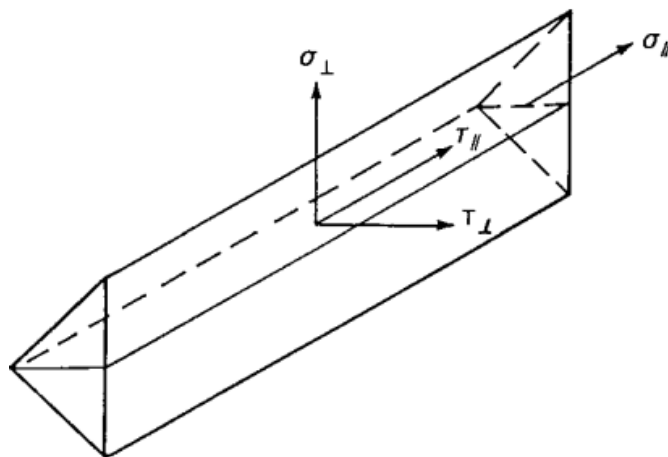


图 1 角焊缝有效截面的应力分量

如图 1 所示，焊缝有效截面的应力分量包括垂直于有效截面的正应力  $\sigma_{\perp}$ 、平行于焊缝纵向的正应力  $\sigma_{\parallel}$ 、垂直于焊缝纵向的剪应力  $\tau_{\perp}$  和平行于焊缝纵向的剪应力  $\tau_{\parallel}$ 。通常情况下，焊缝的承载力校核无需考虑正应力  $\sigma_{\parallel}$ 。因此，根据第四强度理论（形状改变能密度理论）计算的折算应力如下所示：

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)}$$

根据欧标 EN 1993-1-8: 2005 第 4.5.3 条规定，角焊缝的承载力校核应同时考虑折算应力  $\sigma_{w,Ed}$  和正应力  $\sigma_{\perp}$ 。具体如下：





$$\sigma_{w,Ed} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad \sigma_{\perp} \leq \frac{0.9f_u}{\gamma_{M2}}$$

其中， $f_u$  为板件的极限强度（取较小值），与钢材牌号有关。如：S 355 钢材的极限强度  $f_u=490\text{MPa}$ 。  
 $\beta_w$  为相关系数（取较大值），与钢材牌号有关，详见欧标 EC 1993-1-8 表 4.1（如图 2 所示）。  
 $\gamma_{M2}$  为焊缝承载力的分项安全系数，详见欧标 EC 1993-1-8 表 2.1，推荐取值 1.25。

**Table 4.1: Correlation factor  $\beta_w$  for fillet welds**

Standard and steel grade			Correlation factor $\beta_w$
EN 10025	EN 10210	EN 10219	
S 235 S 235 W	S 235 H	S 235 H	0,8
S 275 S 275 N/NL S 275 M/ML	S 275 H S 275 NH/NLH	S 275 H S 275 NH/NLH S 275 MH/MLH	0,85
S 355 S 355 N/NL S 355 M/ML S 355 W	S 355 H S 355 NH/NLH	S 355 H S 355 NH/NLH S 355 MH/MLH	0,9
S 420 N/NL S 420 M/ML		S 420 MH/MLH	1,0
S 460 N/NL S 460 M/ML S 460 Q/QL/QL1	S 460 NH/NLH	S 460 NH/NLH S 460 MH/MLH	1,0

图 2 角焊缝的相关系数

需要注意的是，IDEA 计算每一个焊缝单元的折算应力  $\sigma_{w,Ed}$  和正应力  $\sigma_{\perp}$  并校核其承载力，承载比  $U_t$  的计算公式如下所示。不过，IDEA 在数据表格和计算报告中只输出对当前焊缝起**控制作用**（即最大承载力比  $U_t$ ）的焊缝单元的计算过程和校核结果，如图 3 所示。

$$U_t = \max \left( \frac{\sigma_{w,Ed}}{\frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}}}, \frac{|\sigma_{\perp}|}{\frac{0.9f_u}{\gamma_{M2}}} \right)$$

**Weld resistance check (EN 1993-1-8 4.5.3.2)**

$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435.6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 405.6 \text{ MPa}$

$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9f_u / \gamma_{M2} = 352.8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 173.5 \text{ MPa}$

where:

- $f_u = 490.0 \text{ MPa}$  – Ultimate strength
- $\beta_w = 0.90$  – appropriate correlation factor taken from Table 4.1
- $\gamma_{M2} = 1.25$  – Safety factor

**Stress utilization**

$U_t = \max \left( \frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}, \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}} \right) = 93.1 \%$

图 3 角焊缝的承载力校核



焊缝的承载力利用率  $U_{tc}$  用于描述整条焊缝总承载力的利用程度。如图 4 所示，对于梁的上翼缘与柱翼缘之间的角焊缝，折算应力的承载力为 435.6MPa，整条焊缝的承载力为焊缝长度与 435.6MPa 的乘积，即图中整个黄色矩形区域的面积  $A_{tot}$ 。该角焊缝承受的总荷载为各个焊缝单元的折算应力与单元长度的乘积之和，即图中“参差不齐”的多个绿色矩形面积之和  $A_1$ 。

因此，焊缝的承载力利用率  $U_{tc} = A_1 / A_{tot}$  代表整条焊缝承载力的利用率。该值越接近 1，代表焊缝的承载力利用率越高；相反，该值越接近 0，代表焊缝中的应力集中现象越明显，其承载力利用率也就越低。

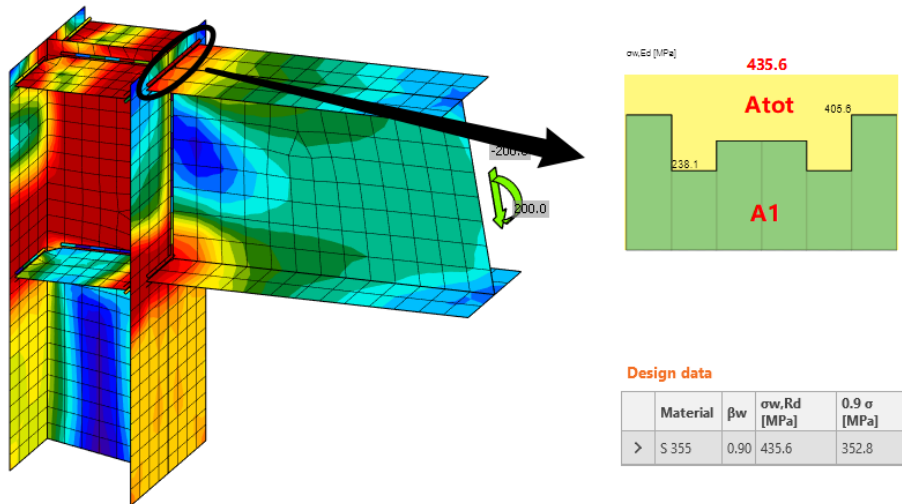


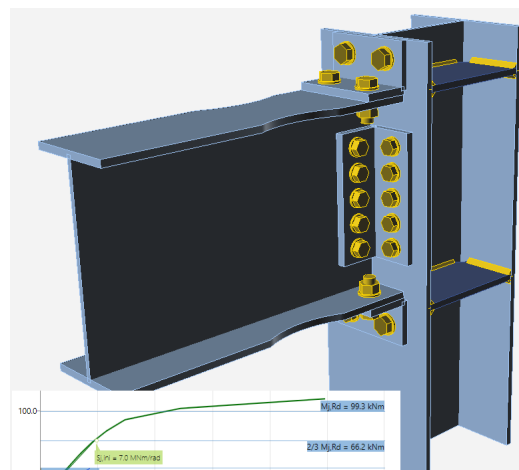
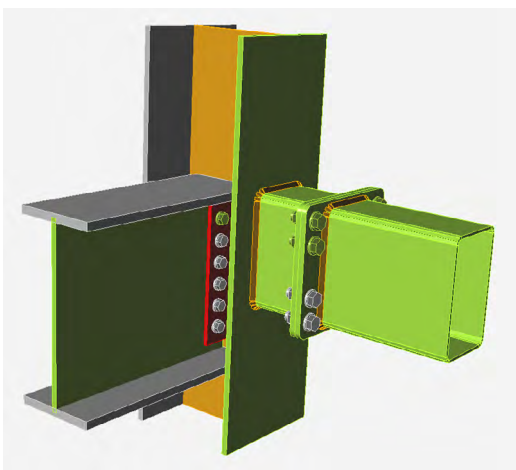
图 4 等效应力云图与角焊缝的承载力利用率

### 3 对接焊缝的承载力校核

IDEA 中的对接焊缝均为全熔透对接焊缝，故无需进行承载力校核。

### 4 小结

本文详细介绍了 IDEA 中基于欧标的角焊缝承载力校核，具体包括：焊缝单元的应力分量、折算应力、焊缝承载比以及焊缝承载力利用率。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欧标的钢结构节点设计与校核问题。



# 地下水及土-水相互作用的模拟方法

筑信达 郭晓通

地下水是指赋存于地面以下土或岩石孔隙中的水，根据孔隙特性、埋藏条件、物理力学特性等可划分为多种类型。无论涉及岩土体的强度问题还是变形问题，我们都很难抛开地下水去讨论。实际工程中经常遇到的关于地下水的问题，包含：基坑降水、软基排水固结、坝前水位升降、降雨下的边坡稳定性以及边坡的排水治理等。

PLAXIS 中关于地下水及土-水相互作用行为的模拟大致可分为三部分，即：土层含水条件、地下水渗流场计算、土的非饱和行为模拟。

## 1. 土层的含水条件

土层的含水条件（water condition）主要用来描述地下水的静水状态，即水不会发生流动，此时的水压力便是静水压力，其值  $u = \gamma_w \cdot h_w$ ，与有无土体无关。此外，在实际工程问题中，工程师们的关注对象往往是岩土体或结构的强度与变形，地下水主要用来生成孔隙水压力，从而得到岩土体内的有效应力，并不细究其渗流行为。这时候，土层的含水条件也是一种快速定义孔压特性的方式。

在渗流条件模式或分步施工模式下选中任意一土层，选择对象浏览器中便会出现定义该土层含水条件类型的选项。如图 1 所示，土层的含水条件类型包括全局水平、自定义标准、水头、用户自定义、内插、干、非饱和和七种。用户定义完土层的含水条件类型后，在计算阶段设置窗口中选择孔压计算类型为潜水位，则在计算过程中，每层土的孔隙水压力值按其含水条件生成。如不进行特殊定义，土层的含水条件类型默认为全局水平。

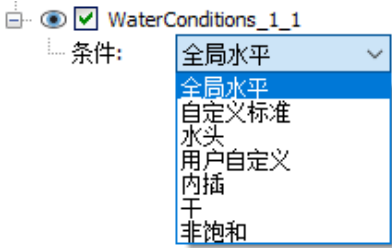


图 1 含水条件类型

ID	Phase_1
起始阶段	Initial phase
计算类型	塑性
荷载类型	分步施工
$\Sigma M_{stage}$	1.000
$\Sigma M_{weight}$	1.000
孔压计算类型	潜水位
时间间隔	0.000 day

图 2 孔压计算类型

### 1.1 土层的含水条件类型

(1) 全局水平

含水条件为全局水平，则整个模型的孔隙水压力分布依赖于水位线。假设土层内某点高程为  $h$ ，水位线高程为  $h'$ ，则孔隙水压力值  $P = \gamma_w \cdot (h - h')$  其中吸力为正，压力为负。

(2) 自定义标准

自定义标准同样是一种利用水位线定义土层孔隙水压力的方式。与全局水平不同，对于多个不同的土层，可以分别指定每层土各自对应的水位线。

(3) 水头

水头为定义各土层孔隙水压力的另一种方式，假设某土层含水条件为水头  $= h_{ref}$ ，则土层内高程为  $h$  的任意点处的孔隙水压力值为  $P = \gamma_w \cdot (h - h_{ref})$ 。

(4) 用户自定义

倘若孔隙水压力是线性的但非不依赖静水压力分布，我们可以使用“用户自定义”选项。在该选项中，我们首先需要指定一个参考深度  $Y_{ref}$ ，然后指定该深度处的孔隙水压力值为  $P_{ref}$ ，最后指定孔压在垂直方向上的线性增量值  $P_{inc}$ 。则土层内深度为  $Z$  的任意一点处的孔隙水压力值  $P = P_{ref} + P_{inc} \cdot (Z - Y_{ref})$ 。

(5) 内插

土层的含水条件类型选择为内插，则该土层的孔隙水压力值为该土层之上的土层孔压与该土层之下的土层孔压之间的线

性插值。倘若该土层上下并无其它土层，那么该层的内插边界值依赖于全局水位线定义的孔压值。内插的含水条件常常被用来定义隔水层内的孔隙水压力分布。

(6) 干

含水条件类型设定为干，包含了两层含义：1、该土层内没有水。即该土层内孔隙水压力值为 0。2、该土层不透水。干条件可作用于地下水渗流计算，意味着该层土的渗流边界条件为关闭。干条件也是唯一一个可在渗流计算中起作用的土层含水条件。

(7) 非饱和

用户可利用此选项定义非饱和土层中的饱和度，从而生成非饱和区的基质吸力分布。

1.2 土层含水条件的典型应用

(1) 落底式帷幕的基坑降水

落底式帷幕是底端穿透含水层并进入下部隔水层一定深度的止水帷幕。由于坑内坑外几乎没有水力交换，在基坑施工过程中只需疏干坑内地下水即可达到降水效果。如图 3 所示，对于止水帷幕为落底式帷幕的基坑工程模拟，我们通常将坑内隔水层以上的未开挖土层设置其含水条件为水头，其值  $h$  等于降水后坑内的地下水位高程，而整个模型范围内的隔水层设置其含水条件类型为内插。

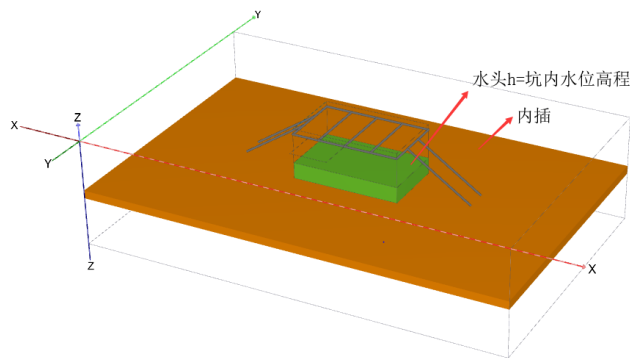


图 3 落底式帷幕基坑土层含水条件设置

(2) 承压水的模拟

承压水是两个隔水层之间的含水层中的地下水，承压含水层顾名思义，往往具有较大的孔隙水压力。图 4 为一典型的承压含水层，我们通常将含水层上下两层隔水层的含水条件类型设置为内插，承压含水层使用“自定义标准”的形式为其单独指定一个承压水位面。当然，设置水位面位置与设置水头值大小是等效的。

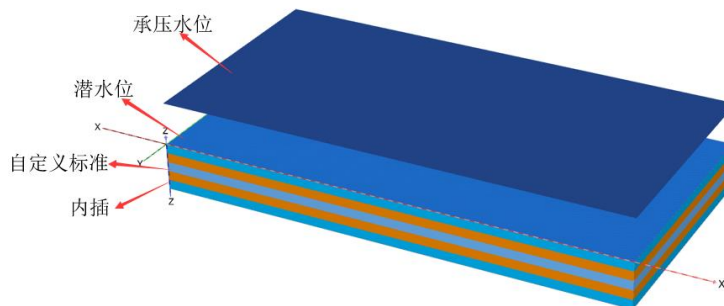


图 4 承压水的模拟

2. 地下水渗流场计算

2.1 渗流场计算类型

渗流场计算及即地下水流动的模拟。基坑工程、边坡工程、堤坝工程等实际工程中均会涉及地下水的流动问题。根据时

间相关性，地下水渗流可划分为稳态地下水渗流和瞬态地下水渗流两种。稳态地下水渗流中渗流场不随时间变化，是一种长期效应，在渗流过程中水位线保持不变。瞬态渗流中渗流场随时间的变化，是一种短期效应，譬如降雨、蒸发、河流与水库的水位变动等。

ID	Phase_1	ID	Phase_1
起始阶段	Initial phase	起始阶段	Initial phase
计算类型	塑性	计算类型	仅渗流
荷载类型	分步施工	孔压计算类型	瞬态渗流
$\Sigma M_{stage}$	1.000	热计算类型	忽略温度
$\Sigma M_{weight}$	1.000	时间间隔	1.000 day
孔压计算类型	稳态地下水渗流	ID	Phase_2
热计算类型	忽略温度	起始阶段	Initial phase
时间间隔	1.000 day	计算类型	渗流与变形完全吻合

图 5 渗流计算类型选择

如图 5 所示，在施工阶段设置窗口中，孔压生成方式选择稳态地下水渗流，则 PLAXIS 会执行稳态渗流场的计算。初始条件计算类型选择仅渗流计算，后续阶段孔压计算类型选择瞬态渗流计算；或是初始阶段选择应力场计算，计算类型选择流固耦合计算，PLAXIS 会执行瞬态渗流计算。

### 2.2 边界条件及水力单元

根据地下水流动的相关理论，我们知道渗流问题数值解的定解条件主要是边界条件，可分为两类，第一类为边界上水头已知，第二类为给定流量的边界。

PLAXIS 中的边界条件主要包含以下 6 种：

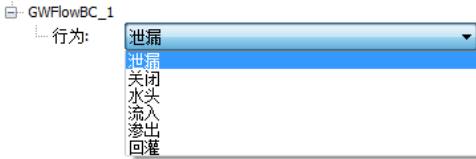


图 6 地下水渗流边界条件

- (1) 泄漏：即边界为打开，边界内外可发生流动。
- (2) 关闭：边界内外无水力联系。
- (3) 水头：边界条件为水头边界，其值  $h$  可为恒定，也可以输入时间相关的函数。
- (4) 流入：边界条件为流量边界，其值  $q$  可为恒定，也可以输入时间相关的函数。
- (5) 渗出：与流入边界类型相同，大小相反。

(6) 回灌：混合边界条件，除指定一个流量边界  $q$  外，还须指定两个水头边界  $h_{min}$  和  $h_{max}$ ，水头值在两个水头边界之间，则流量边界起作用，水头值大于  $h_{max}$  或小于  $h_{min}$ ，则流量边界转化为对应的水头边界。用户可以将两个水头边界理解为回灌过程中水位线的变化范围。

除六个渗流边界条件外，PLAXIS 额外添加了两个水力条件单元。井单元和排水线单元。井单元是一个混合边界条件， $Q_{well}$  为井单元所在对象位置的定流量边界条件，当井单元上水头值达到  $h_{min}$  后，抽水停止， $h_{min}$  值常取为井单元底部所在位置的高程值。

相较井单元，排水线单元则是一个定水头边界条件， $h$  为排水线单元上的水头值。在排水线的行为上，可以选择常规排水和真空排水两种。真空排水是专门为真空预压法进行软基的处理而设计的，此时，排水线单元主要用来模拟塑料排水板。用户可以将真空吸力值除以水的重度后转化为水头作为排水线单元中的水头输入值。



图 7 水力条件单元

值得一提的是，在稳态地下水渗流计算中，水位线是一种定义模型渗流边界条件的方式，水位线与模型边界上的交点位置便是模型边界上的定水头值。如图 8 所示，斜坡体内水位线与模型左右两侧的交线分别为  $h_1$  和  $h_2$ ，该水位线的含义便是模型左侧面上的渗流边界条件为水头值= $h_2$ ，右侧面上的渗流边界条件为水头值= $h_1$ 。

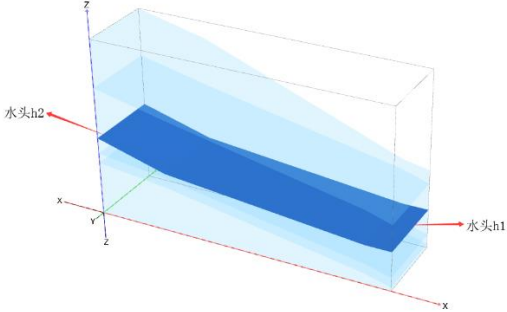


图 8 稳态渗流计算中水位的含义

2.3 地下水渗流场计算的典型应用

(1) 库水位的变动

在边坡工程、堤坝工程中，常会涉及库水位变动的问题，图 9 为一大坝的渗流问题模拟，通常的做法是在坝体与水库相邻的一侧建立地下水渗流面边界条件，其行为设置为水头，并设定一个初始的水头值。然后时间依赖性设置为时间相关，在水头函数窗口中定义其值随时间变化的函数，可以是简谐的、线性的、亦或是自定义曲线点后的线性插值函数。

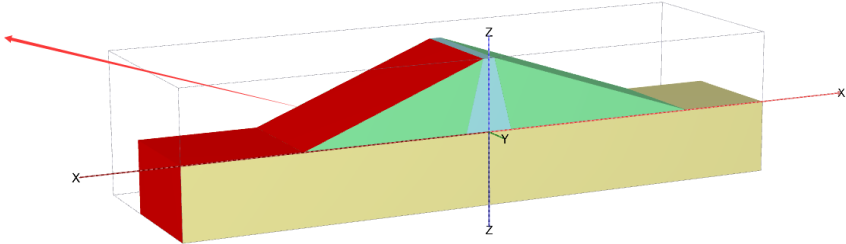
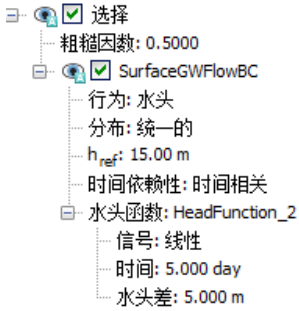


图 9 库水位变动的定义

(2) 降雨下的边坡稳定性

降雨的设置主要通过定义模型上表面渗流边界条件的方式。如图 10 所示，将边坡模型中的体对象分解为面，保留上表面，在该面对象上添加渗流边界条件，设置其行为为流入或回灌，然后输入降雨量  $q$ ，如果设置为回灌，还须输入两个水头值  $h_{min}$  和  $h_{max}$ ，即降雨下水位面的变动范围。此外，在 PLAXIS 模型浏览器下的模型条件中，专门提供了一个 precipitation 的选项，用户可以在此选项下进行降雨的快速设定。

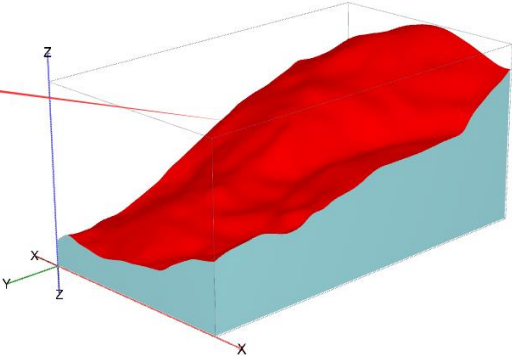
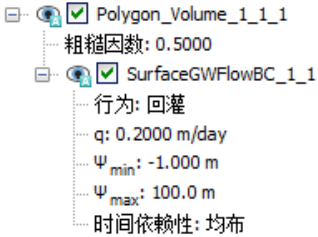


图 10 降雨的定义

(3) 悬挂式帷幕的基坑降水

如果止水帷幕底端未嵌入隔水层，基坑内需添加降水井抽水来达到降低坑内水位的效果。该问题是一个稳态渗流问题。通常，我们并不添加井单元进行降水计算，而是采取简化的渗流计算方法。如图 11 所示，将坑内开挖面以上土层的含水条件类型设置为干，施工阶段设置窗口下的孔压计算类型选择稳态地下水渗流，则由于坑内坑外存在水头差，坑外地下水将不断地绕过止水帷幕与坑内地下水进行水力交换。

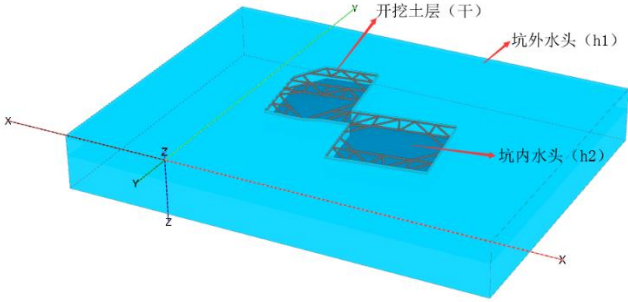


图 11 悬挂式帷幕基坑降水示意图

### 3. 土的非饱和和行为模拟

一直以来的经典土力学理论及工程实践中，土往往被简化成“饱和土”和“干土”两部分。事实上，土是由土颗粒、水、空气、结合水膜组成的四相体。随着岩土工程的发展，土的非饱和行为也慢慢地开始被工程师们重视。在 PLAXIS 中，用户可以通过勾选是否忽略吸力来选择是否进行土层不饱和区内基质吸力的计算。此外，在流固耦合计算类型下，吸力会被自动计算，不可忽略。

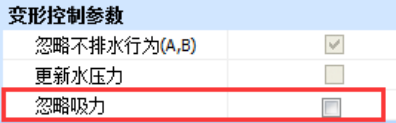


图 12 吸力计算定义图

#### 3.1 非饱和模型及参数定义

属性	单位	数值
<b>模型</b>		
数据组		用户自定义
模型		Van Genuchten
<b>模型参数</b>		
$S_{res}$		线性
$S_{sat}$		样条曲线
$g_n$		饱和的
$g_a$	1/m	1.000
$g_l$		2.680
<b>渗透参数</b>		
$k_x$	m/day	14.50
$k_y$	m/day	0.5000
$-W_{unsat}$	m	
$e_{init}$		10.00E3
$S_s$	1/m	0.02219E-3
<b>改变渗透系数</b>		
$c_k$		1000E12

图 13 非饱和模型定义窗口

施工阶段设置窗口中取消勾选忽略吸力，则 PLAXIS 会对岩土体非饱和区进行描述。PLAXIS 中针对非饱和土主要使用的是 Van Genuchten 模型与修正的 V-G 模型。此外，用户可以自定义土-水特征曲线来描述土的非饱和行为。用户在材料设置窗口的地下水选项下，首先定义土层数据组。PLAXIS 提供了标准、Hypres、USDA、Staring 四种土层的数据组，在四个数据

库下，用户可以选择模型类型为 V-G 或修正 V-G 模型。

数据组类型如果选择为“用户自定义”，则用户可以自由指定 V-G 模型参数或者输入土-水特征曲线。土水特征曲线的输入方式主要有线性的和样条曲线的两种。模型选择线性的，则不饱和区高度与渗透率、饱和度的关系是一条直线。模型选择样条曲线的，用户可以输入最多 20 组不饱和区高度、渗透率、饱和度的关系曲线。

### 3.1 非饱和行为典型应用

降雨引起的土层基质吸力的变化

图 13 为斜坡初始状态、降雨 12 小时、24 小时、48 小时后的基质吸力分布。降雨开始时，土层的非饱和区随着雨水入渗引起局部饱和度的变化。斜坡最上部土层首先达到饱和，基质吸力降为 0。随着降雨的进行，饱和区范围逐渐扩大，最终随着降雨的进行斜坡内土层达到完全饱和。

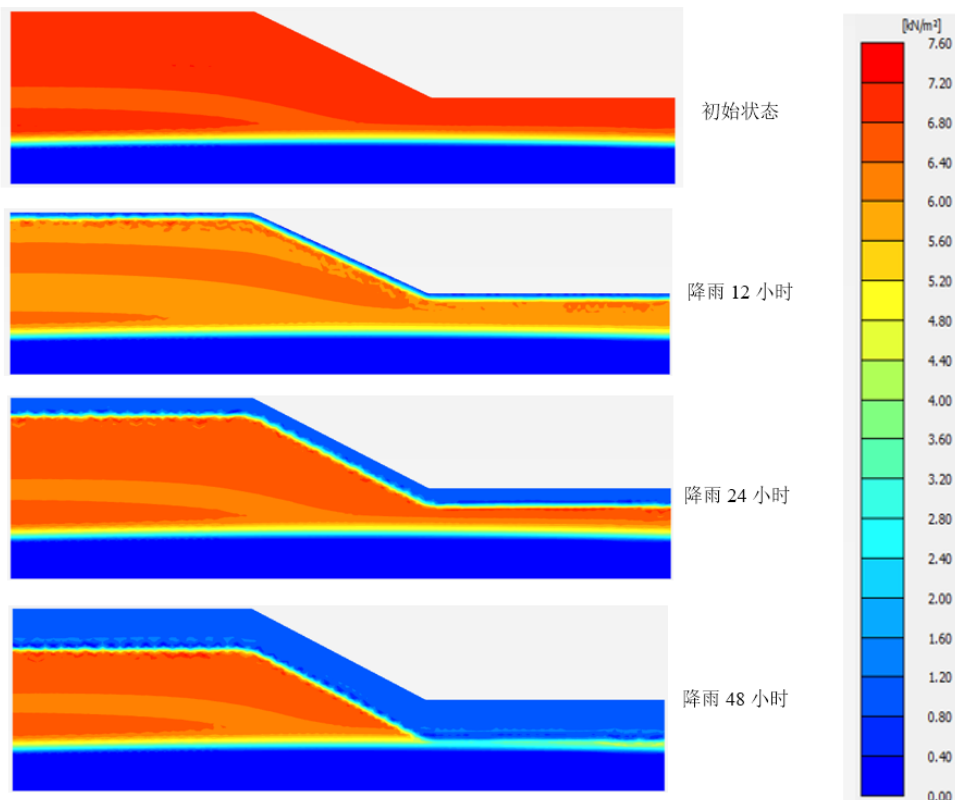


图 14 降雨引起的坡体内基质吸力变化

## 4. 小结

以上主要介绍了 PLAXIS 中关于地下水的模拟方法及相关典型应用。直接定义孔压的分布还是进行渗流场的计算，用户需根据具体工程问题综合考虑决定，并将实际问题转化为对应的数学模型从而完成 PLAXIS 中的相关设定。更多相关内容请访问筑信达主页 (<http://www.cisec.cn>) 知识库、网络课堂相关资源：

- [井单元的应用方法](#)
- [如何在不同施工步设置不同水位线](#)
- [基坑开挖的水力条件](#)
- [二维稳态渗流的计算](#)
- [渗流分析中的水位线与浸润线](#)
- [地下结构的渗透性](#)





## DeepEX 2019 特色功能介绍

筑信达 詹毕顺 张志国

DeepEX 2019 作为一款最新发布的深基坑设计软件，在继承老版本诸多优点的基础上，增加了一些新的模块和功能，包括：桩支撑承台模块、铁路路基荷载、压路机荷载以及有限元分析模块等。近年来，DeepEX 也充分利用各种新兴技术提高用户体验。例如：利用语音控制技术实现语音控制建模；利用虚拟现实和增强现实技术，借助增强现实眼镜，让用户沉浸在基坑开挖的三维全景过程之中。

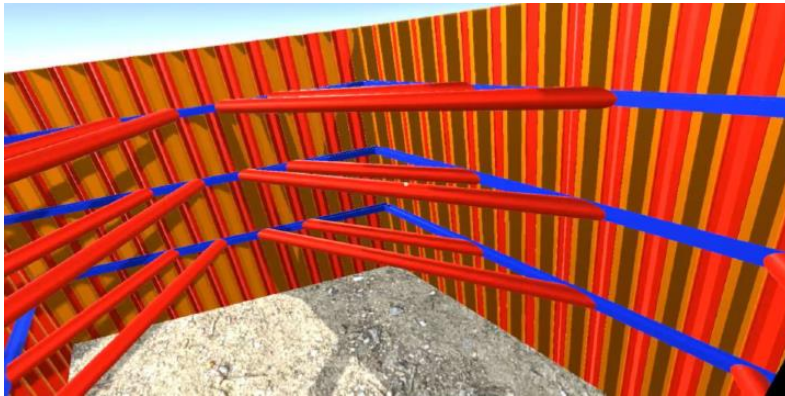


图 1 DeepEX 虚拟现实技术中三维基坑的开挖场景

在与其他深基坑设计软件进行大量对比的基础上，结合最新发布的 DeepEX 2019, 本文主要介绍 DeepEX 的一些特色功能，包括围护结构类型、建筑物损伤分析、优化设计、桩支撑承台等，希望通过相应介绍让用户对 DeepEX 的优势有一个整体了解。

### 1. 围护结构类型

深基坑设计的大部分工作在于选择围护结构的类型，丰富多样的类型库能够满足各类工程需要，极大提升了深基坑设计软件的适用范围。而 DeepEX 提供了几乎所有深基坑设计中可能遇到的围护结构（如图 2 所示），包括：支护桩、咬合桩、地下连续墙、联合钢板桩墙（Combined Sheet Piles）以及箱型钢板桩（Box Sheet Piles）等。另外，用户还可以根据需要自行定义围护结构。

上述围护结构类型和包括锚杆、内支撑、板支撑以及液压支撑（Hydraulic Struts）在内的支撑系统相互结合，组成多种支撑结构体系，从而使 DeepEX 几乎可以设计任何支挡结构，用于任意深基坑工程中。

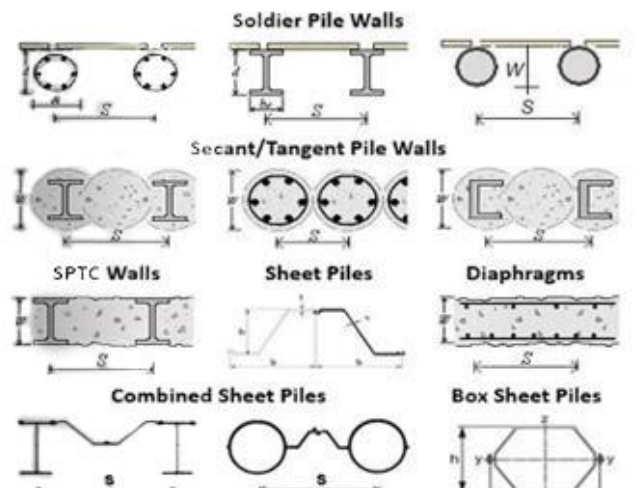


图 2 围护结构类型

## 2. 建筑物损伤分析

深基坑设计除了要保证支护结构体系自身不发生破坏外，还需要确保周边建筑物的安全，使其墙体变形和沉降不超过允许范围。但是，周边建筑物的沉降和变形计算却非常复杂，除了 DeepEX 外，市面上其他深基坑设计软件几乎不能分析基坑开挖对周边建筑物的影响。

DeepEX 中建筑物损伤分析是根据围护结构类型和侧移来预测基坑开挖可能给邻近建筑物造成的损伤。而为了评价建筑物损伤，首先必须建立详尽的建筑物模型。DeepEX 能够建立建筑物三维模型，并考虑建筑物高度、楼面荷载、基础形式及尺寸、柱子数量及尺寸等多种因素的影响，如图 3 所示。

三维模型建立之后，点击分析计算即可求得建筑物外墙的最大裂缝宽度、最大拉应变/拉应力的大小、建筑物不同位置处的沉降量等具体计算结果，并且对建筑物损伤做一个综合等级评价。这样从具体数值和综合评价两个方面分析基坑开挖对周边建筑物的影响，可以为工程师提供一个全面直观的评价。根据上述分析结果，工程师能够预测基坑开挖各个施工阶段对邻近建筑物的影响，从而对相应设计做出适当调整，尤其适用于基坑周边建筑物林立，周围环境复杂的深基坑工程。

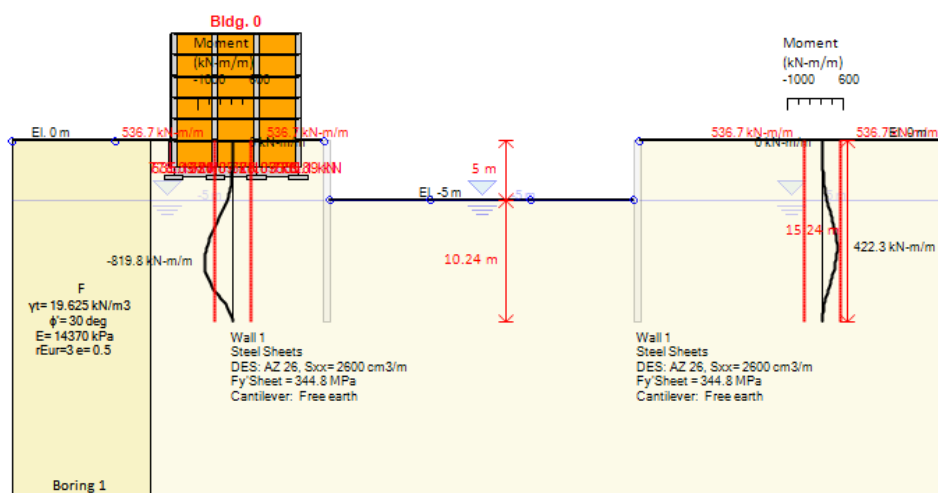


图 3 建筑物损伤分析

## 3 优化设计

一般基坑设计中，工程师需要根据经验确定支护结构形式并完成初步配筋。分析计算后，若满足规范要求即可完成设计。因此，多数情况下深基坑设计较为保守，而很少考虑其经济性。另外，即使工程设计人员想要考虑经济成本因素，此时如果使用其他设计软件则需要多次建模重新计算，对比分析之后，才能得出相对经济合理的设计方案。这样就使得设计过程极为繁杂，成倍增加设计人员的工作量。

但是，DeepEX 却可以方便快捷地实现深基坑优化设计，其优化设计选项如图 4 所示。用户可以根据需要选择进行结构设计优化或者岩土工程优化，当然也可以同时进行结构和岩土设计优化。只需在优化设计窗口中输入相关设计参数，如支撑位置范围、最小间距、钢筋尺寸等，点击确定即可进行优化计算，得到相应的优化设计结果。从而省去重复建模和结果对比过程，方便高效地进行优化设计，得到既满足安全性要求又符合经济性要求的深基坑设计方案。



图 4 优化设计选项

## 4 分析功能

分析计算功能是深基坑设计软件的灵魂，是确保设计结果准确性的关键。DeepEX 拥有强大的分析计算功能，可以进行极限平衡分析、弹性地基梁分析（非线性分析）以及有限元分析。除了进行单一方法的计算分析外，DeepEX 中还可以进行联合分析，包括：极限平衡和弹性地基梁的联合分析、极限平衡与有限元的联合分析。

联合分析分两个计算过程：1，进行极限平衡分析，获得并存储各种稳定性计算中的安全系数；2，进行弹性地基梁分析（非线性分析）或者有限元分析。这样既可以得到高级分析中较为准确的围护结构内力计算结果，也可以得到传统方法中非常直观的稳定性分析结果。

对于上述多种分析方法，用户可以在 DeepEX 中自由切换，从而进行不同分析计算结果的对比。另外，相比其他有限元软件，DeepEX 中的有限元计算无需用户手动划分网格，只需选择有限元分析方法，点击计算即可。当然，用户如果想提高计算精度，也可以在图 5 所示的对话框中设置网格粗糙度，选择迭代计算方法等。完成计算后的有限元计算结果，如图 6 所示。

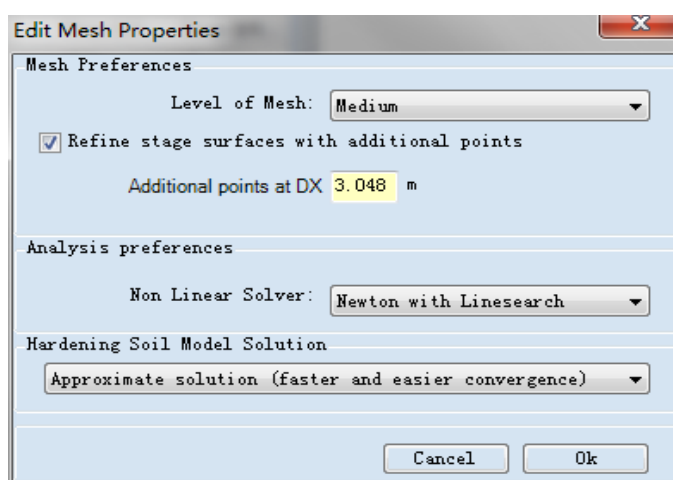


图 5 【编辑网格属性】对话框

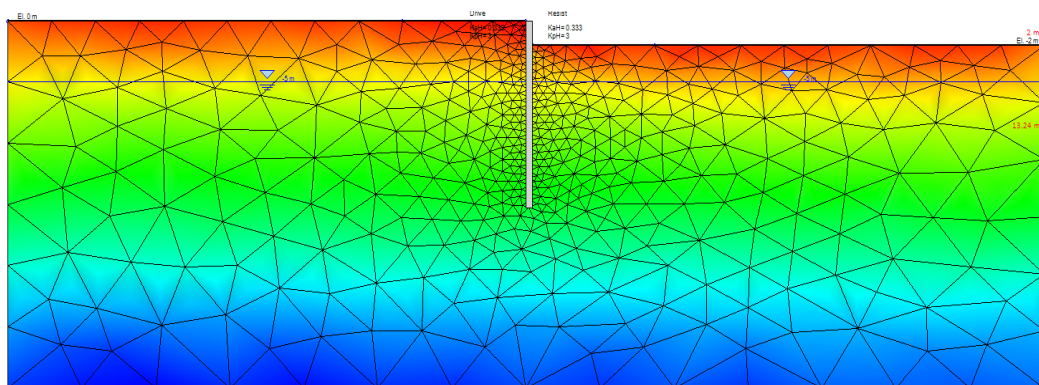


图 6 DeepEX 有限元分析计算结果

## 5 桩支撑承台模块 ( Pile supported abutment )

DeepEX 2019 中新增桩支撑承台模块，可用于模拟桩支撑承台墙。该模块可以考虑承台下群桩之间的相互作用，能够分析单桩在水平荷载和竖向荷载综合作用下的极限承载力。桩支撑承台墙模型如图 7 所示。

在使用桩支撑承台模块时，首先需要建立重力式挡土墙，然后在墙下布置群桩即可分析计算。DeepEX 共提供 13 种重力式挡土墙供用户选择，基本可以满足实际工程中的各种需要。当然，用户也可以自定义墙体类型。

在选定墙体类型之后，用户可以布置桩群、设置单桩位置和长度、编辑单桩截面（形状和尺寸、配筋、倾斜角度等），甚



至可以分段设置桩身截面。完成上述操作之后即可分析计算，得到相应作用下的群桩计算结果。

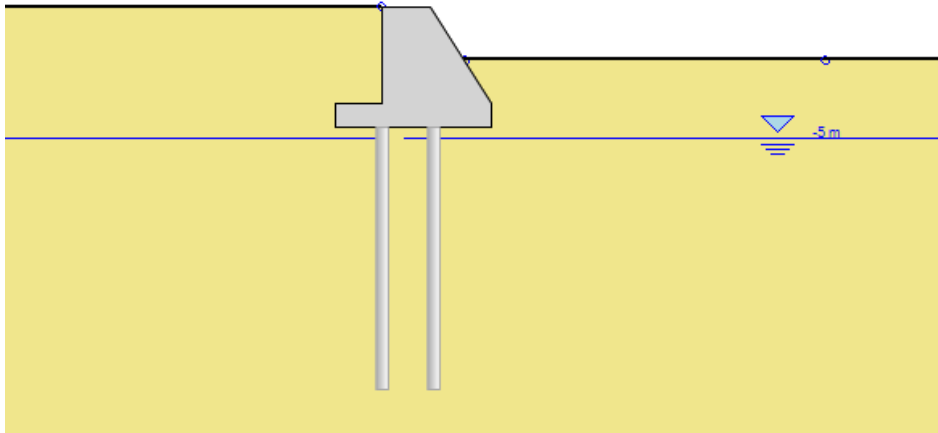
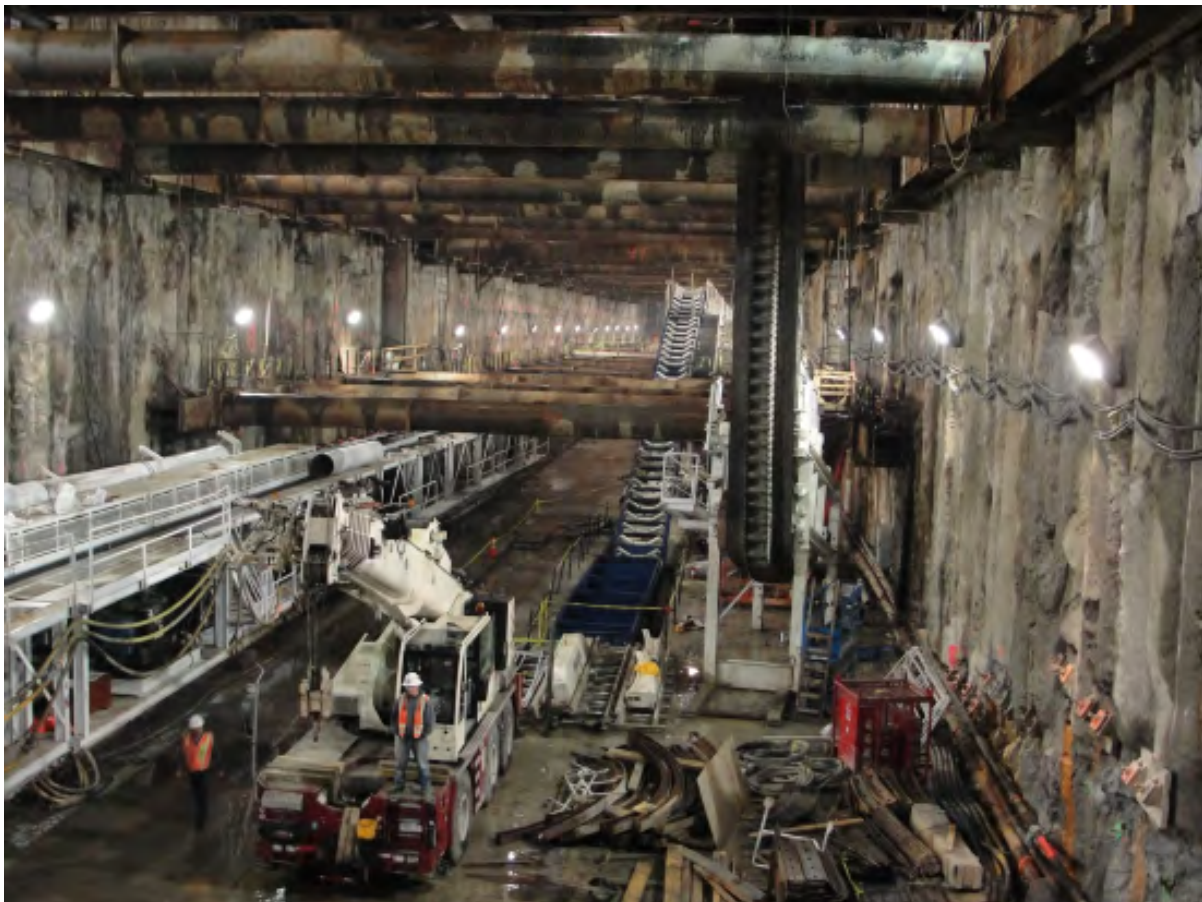


图7 桩支撑承台模块

## 6 小结

本文主要介绍了 DeepEX 2019 的一些特色功能，如建筑损伤评估、优化设计以及桩支撑承台模块等。当然，DeepEX 还有很多其他的基本功能，如：边坡稳定性分析、土钉墙设计、多道墙体分析、支持多国设计规范等。而这些基本功能和上述特色功能作为 DeepEX 不可分割的一部分，共同助力工程师高效高质量地完成深基坑设计工作。



# 变电站构架设计软件 GTCAD 国际版介绍

筑信达 孙雪艳

2016 年山东电力工程咨询院有限公司与北京筑信达工程咨询有限公司联合开发了变电站构架设计软件 GTCAD。GTCAD 成果在电力设计行业得到广泛的认可，有多家省部级的电力设计企业引进该设计软件，在设计生产实践中发挥了重要作用。

近年来，随着“一带一路”政策的深入贯彻，越来越多的企业走出国门，开拓国际市场。国外设计项目大多需要依据欧洲或美国设计规范，为满足涉外项目变电站构架设计需要，GTCAD 设计软件在现有基础上增加对欧美规范的支持，根据美国规范和欧洲规范的特点，增加相应的功能，实现设计参数的快速输入、计算书输出等功能。本文介绍 GTCAD 国际版实现的各项功能。

## 1 通用功能设置

变电站构架设计软件 GTCAD 国际版的主要工作有：设计规范选择、材料定义、风荷载计算、地震参数、荷载组合、首选项和覆盖项设置、结构设计以及 word 计算书的输出。设计规范选择、材料设置、结构分析软件、计算书输出等在两种规范中均采用同样的方式处理。

在构架总信息对话框中的设计规范下拉框选择规范类型（如图 1），相关的地震信息、风荷载信息、荷载信息等会根据选择的规范调整。

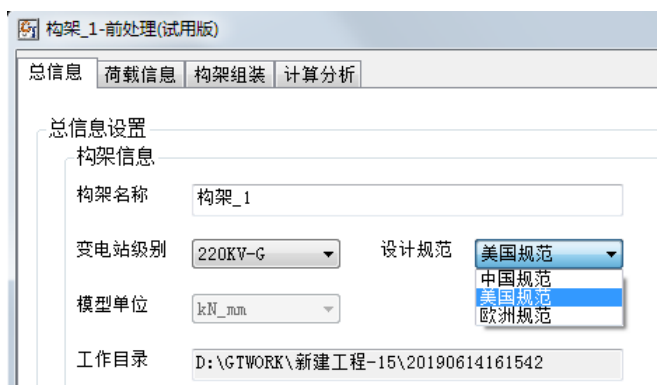


图 1 总信息设计规范选择

软件设置“新建材料”功能，选择国家和标准后可选择定义材料库中的材料，并支持材料参数的修改。对美标可定义 ASTM A36\A53\A500\A572 等基本材料，欧标可定义 S235\S275\S355\S450 等基本材料。



图 2 新建材料设置

结构计算部分使用通用结构有限元软件 SAP2000 进行分析计算。根据建模部分输入的数据，自动生成 SAP2000 模型，进行结构计算和设计。

计算书部分生成完整的英文版计算书，计算书中包含结构的基本信息、设计结果的输出、特殊计算等。



## 2 美国规范内容

### 2.1 编制依据

- ◆ 《ASCE\_MRP\_113》 ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No.113
- ◆ 《ASCE 10-97》 Design of Latticed Steel Transmission Structures
- ◆ 《ASCE 7-05》 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures
- ◆ 《ACI 318M-11》 Building Code Requirements for Structural Concrete
- ◆ 《AISC341-05》 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings-Earthquake
- ◆ 《ASCE/SEI48-11》 Design of Steel Transmission Pole Structures
- ◆ 《Steel Design Guide》 Base Plate and Anchor Rod Design
- ◆ 《ASTMA36/A36M-05》 碳素结构钢标准规范
- ◆ 《ASTMA53/A53M》 无镀层及热浸镀锌焊接与无缝公称钢管
- ◆ 《ASTMA500/A500M-10》 圆钢和型钢的冷成形焊接与无缝碳钢结构管用标准规范
- ◆ 《ASTMA572/A572M》 高强度低合金铌钒结构钢
- ◆ 《ASTMA992/A992M-11》 结构钢型材标准规范

### 2.2 风荷载

风荷载计算主要参照《ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No.113》(简称 ASCE\_MRP\_113) 3.1.5 节计算, 采用的计算公式为:

$$F=Qk_zV^2I_{FW}G_{RF}C_fA \quad (\text{式 1})$$

- F 风作用方向荷载;  
 Q 空气密度系数;  
 $K_z$  地形暴露系数;  
 V 基本风速, 3s 阵风速度;  
 $I_{FW}$  重要性系数;  
 $G_{RF}$  阵风反应系数 (结构和导线);  
 $C_f$  荷载系数;  
 A 垂直于风荷载方向的作用投影面积

风荷载计算值以线荷载形式作用在结构构件上, 上式 1 计算得到构件的总荷载值, 根据构件形式将荷载分配各主杆上, 三角形断面格构梁上弦杆分配系数 1/2, 梁下弦杆分配系数各 1/4; 矩形断面格构梁、柱弦杆分配系数各占 1/4, 如图 3。

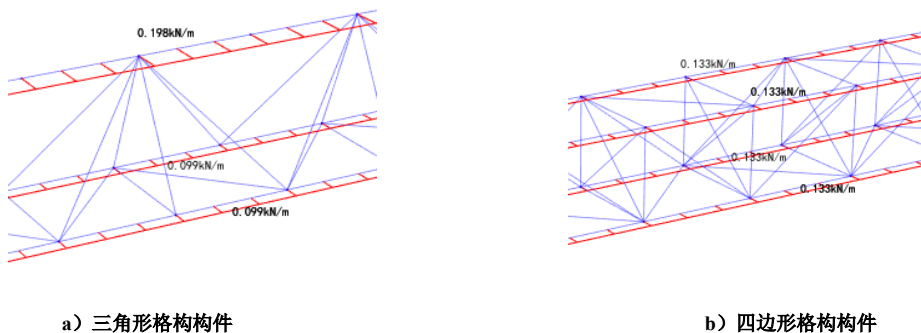


图 3 风荷载分布示意



格构柱风荷载分别作用在 0 度、90 度、45 度方向，对于 45° 方向风荷载，在计算荷载值后，将其分解到 X、Y 两个方向上，在 SAP2000 中指定也以 X、Y 两个方向进行指定。

### 2.3 地震荷载

地震荷载采用反应谱法考虑地震，美国规范中关于地震的规范有多种，参数差别大，GTCAD 软件采用导入反应谱函数的方式以适应多种需要。

### 2.4 荷载组合

按照《ASCE\_MRP\_113》要求自动进行荷载组合（如图 4），包括承载能力极限状态和正常使用极限状态，生成的荷载组合可在荷载组合对话框中查看。

**TABLE 3-17. Ultimate Strength Design Cases and Load Factors**

Load Cases	Load Factors and Combinations
Case 1	1.1 $D$ + 1.2 $W_{I_{FW}}$ + 0.75 $SC$ + 1.1 $T_W$
Case 2	1.1 $D$ + 1.2 $I_W I_{FI}^a$ + 1.2 $W_{I_{FW}}^b$ + 0.75 $SC$ + 1.1 $T_W$
Case 3	1.1 $D$ + 1.0 $SC$ + 1.1 $T_W$
Case 4	1.1 $D$ + 1.25 $E$ (or $E_{FS}$ ) $I_{FE}$ + 0.75 $SC$ + 1.1 $T_W$

<sup>a</sup>The importance factor for ice is applied to the thickness.  
<sup>b</sup>The importance factor for wind with ice,  $I_{FW}$ , is 1.0 with wind speeds from Figures 3-3a to f.  
 Notes: Replace load factor 1.1 on  $D$  with 0.9 for cases in which dead load is counted on to resist other applied loads. For allowable stress design, the load factors should equal 1.0.

图 4 美标荷载组合

### 2.5 结构设计

美标部分采用规范《Design of Latticed Steel Transmission Structures ASCE 10-97》进行构件设计，在 SAP2000 的设计首选项中可查看到使用的设计规范。

变形校核包括柱的位移和梁的挠度校核，根据规范《ASCE\_MRP\_113》4.1.4 小节进行计算。设计指南建议水平构件（梁）的竖向扰度限值为 1/100L，横向扰度限值为 1/100L；竖向构件（柱）的位移限值为 1/50H。计算结果在计算书查看，见图 5。

#### 10. 6. Deflection

**Deflection Limitations of Vertical Members (Column) :**  
 Horizontal deflection of vertical members should not exceed H/50.

**Deflection Limitations of Horizontal Members (Beam) :**  
 Deflection of horizontal members should not exceed L/100.

Joint	OutputCase	U1 (mm)	U2 (mm)	U3 (mm)
89	NormComWx11	9.226	-0.047	-4.089
92	NormComWx11	10.171	-0.001	-0.895

for Vertical Members:  $\delta = 10.17\text{mm} < H/50 = 620$   
 for horizontal members:  $\delta = 9.226\text{mm} < L/100 = 128$   
**satisfy.**

图 5 计算书中关于变形校核的计算结果

地脚锚固螺栓主要对螺栓直径和螺杆埋置长度进行计算，螺栓直径计算采用《ASCE\_MRP\_113》(chapter7)的计算方法，螺栓埋置长度计算采用《ASCE 10-97》(7.5.2.1 小节)的计算方法。地脚螺栓锚固基板的计算主要根据《Steel Design Guide》-Base Plate and Anchor Rod Design 设计指南 3.0 和 4.0 节进行计算。



### 3 欧洲规范内容

#### 3.1 编制依据

- ◆ 《BS EN50341-1: 2012》 Overhead Electrical Lines Exceeding AC 1kV
- ◆ 《BS EN50341-2:2015》 Overhead Electrical Lines Exceeding AC 45kV
- ◆ 《BS EN1990: 2002》 Base of Structural Design
- ◆ 《ENV1993-1-1: 1992》 Design of Steel Structures
- ◆ 《EN 1993-3-1: 2007》 Part3-1: Towers,masts and chimneys-Towers and Masts
- ◆ 《BS EN1993-1-1:2005》 Design of Steel Structures
- ◆ 《BS EN1998-1: 2004》 Design of Structures for Earthquake Resistance

#### 3.2 风荷载

按照《Overhead Electrical Lines Exceeding AC 1kV BS EN50341-1: 2012》（简称 BS EN50341-1: 2012）计算风荷载，根据构件类型采用不同的公式进行计算；格构柱采用 BS EN50341-1: 2012 第 4.4.3 节的方法 2，其他柱采用 BS EN50341-1: 2012 第 4.4.4 节的方法，具体公式如下：

$$\text{格构构件 } Q_{Wm} = q_p(h)G_m C_m A_m \cos^2 \phi_m \quad (\text{式 2})$$

$$\text{其他构件 } Q_{Wpol} = q_p(h)G_{pol} C_{pol} A_{pol} \quad (\text{式 3})$$

- $q_p(h)$  峰值风压
- G 构件的结构系数
- C 构件的拖动系数
- A 构件的受风面积，
- $\phi$  风作用方向与构件轴线之间的夹角。

上述公式计算得到构件的总荷载值，荷载计算值以线荷载形式作用在结构构件上，荷载的分配方式同美标。

#### 3.3 地震荷载

按照《Design of Structures for Earthquake Resistance BS EN1998-1: 2004》采用底部剪力法考虑地震，地震参数在总信息中的地震信息中输入，见图 6。

**地震信息**

反应谱类型	<input type="text" value="1"/>	地面加速度	<input type="text" value="0.4"/>
地面类型	<input type="text" value="A"/>	反应系数	<input type="text" value="2.0"/>
修正系数	<input type="text" value="1.0"/>	周期折减系数	<input type="text" value="1.0"/>
地震力放大系数	<input type="text" value="1.0"/>	阻尼比	<input type="text" value="0.02"/>
导入反应谱	<input type="button" value="导入"/>		

图 6 地震参数

#### 3.4 绝缘串布置

在欧标中，绝缘串布置有 I 型和 V 型两种情况，见图 7-a、7-b。绝缘串荷载值输入三个值，分别为 x、y、z 三个方向荷载值，x、y 为对应方向的风荷载值，z 为绝缘串自重。对梁构件，绝缘串采用 I 型布置时，每个荷载施加点的荷载值为指定的荷载值，见图 7-c，采用 V 型布置时，中间荷载布置点为指定荷载值的两倍，两边荷载布置点位指定荷载值，见图 7-d。



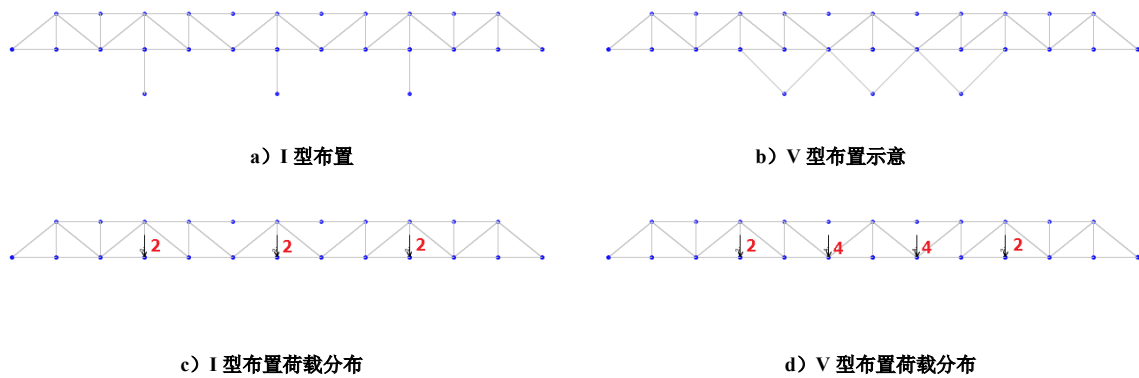


图7 绝缘串布置

### 3.5 荷载组合

遵循中国规范进行荷载组合，但其荷载分项系数按照《ENV1993-1-1: 1992》取值（如图8）；

#### 3 Partial safety factors, combination factors and other values

- a) The values for partial safety factors ( $\gamma$ ) should be those given in Table 1 and Table 2 of this NAD.
- b) The values for combination factors ( $\psi$ ) should be those given in Table 3 and Table 4 of this NAD.
- c) The value of the reduction factor  $\psi_{vec}$  should be taken as 0.7.

Table 1 — Partial safety factors ( $\gamma$  factors)

Reference in EC3-1.1	Definition	Symbol	Condition	Value	
				Boxed EC3	UK
2.3.2.2(1)	Partial safety factors for accidental actions	$\gamma_A$	Accidental	1.00	1.05
2.3.2.2(3)	Partial safety factors for permanent actions in accidental design situation	$\gamma_{GA}$	Favourable	1.00	0.90
		$\gamma_{GA}$	Unfavourable	1.00	1.05
2.3.3.1(1)	Partial safety factors for permanent actions	$\gamma_{G, inf}$	Favourable	1.00	1.00
		$\gamma_{G, sup}$	Unfavourable	1.35	1.35
2.3.3.1(1)	Partial safety factors for variable action	$\gamma_{Q, inf}$	Favourable	0.00	0.00
		$\gamma_{Q, sup}$	Unfavourable	1.50	1.50
		$\gamma_{Q, sup}$	2 or more combined	1.50	1.50
2.3.3.1(3)	Partial safety factors for permanent action	$\gamma_{G, inf}$	Favourable part	1.10	1.10
		$\gamma_{G, sup}$	Unfavourable part	1.35	1.35
		$\gamma_{G, inf}$	Favourable and unfavourable parts	1.00	1.00

图8 荷载分项系数

### 3.6 结构计算与设计

设计部分采用《Design of Steel Structures BS EN1993-1-1:2005》进行构件设计，构件覆盖项中无支撑长度系数由 GTCAD 计算得到。

杆件的屈曲稳定计算采用式 4，受拉强度计算采用公式 5，地脚螺栓计算采用图 9 的方式计算。长细比限值在计算书的杆件屈曲设计表中体现，其取值根据《EN 1993-3-1: 2007》附录 H 采用，见表 1。

$$\text{屈曲稳定计算} \quad N_{b,Rd} = \frac{\eta \chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{式 4})$$

$$\text{受拉强度计算} \quad N_{t,Rd} = \min \left( \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}, \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \right) \quad (\text{式 5})$$



Table K.2 — Design of holding-down bolts

Straight anchor	Anchor with bend	Anchor with plate
$F_{a,Rd} = \pi \Phi L_b f_{bd}$	$F_{a,Rd} = \pi \Phi L_b f_{bd}$ with $L_b = (l_1 + 3,2 D + 3,5 l_2)$	$F_{a,Rd} = \pi \Phi L_b f_{bd}$ with $L_b = 2,45 \Phi \frac{f_{ctd}}{f_{bd}} \left( \frac{r^2}{\Phi^2} - 0,25 \right) \left( 1 - \frac{r}{v} \right) + l_0$

图 9 地脚螺栓计算

表 1 长细比限值

状态	杆件类型	长细比限值
受压长细比	梁柱主杆	120
	其它杆件	180
	冗余杆件	250
受拉长细比	所有杆件	400

## 4 应用案例

乌干达某输变电工程（见图 10），采用欧标设计，使用 GTCAD 软件完成建模、分析、设计与施工图工作。GTCAD 国际版在实际的工程中得到应用，获得用户认可。

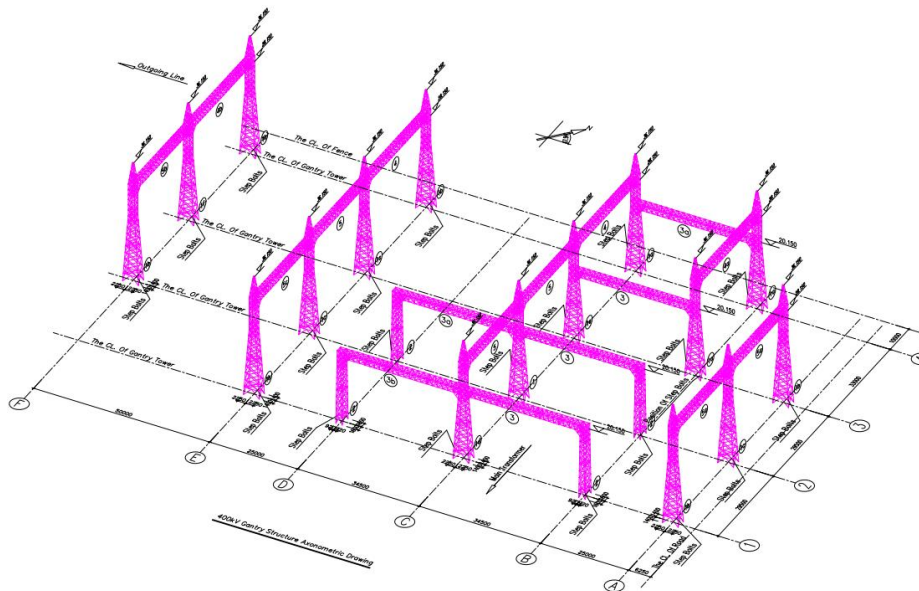
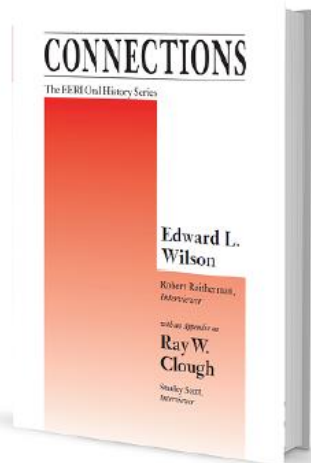


图 10 输变电工程模型图

## 5 结束语

GTCAD 国际版贯入美国标准和欧洲标准，采用便捷的方式建模，内建各种设计参数，采用先进有限元软件进行分析与设计，在计算书输出多种辅助计算结果，满足工程师的日常需要，为涉外项目的开展提供有利工具。

**【编者按】**本期为 Edward L. Wilson 教授访谈回忆录（9）。这是附录部分，是 Wilson 的导师 Ray W. Clough 教授生前未完成的口述记录，Wilson 特别要求 EERI 将此部分纳入本书，以纪念这位开创有限元法和结构抗震的先驱。《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！



## 附录

# 第六章 加入加州大学伯克利校区

*“那些年间，我对能够获得地震工程研究的财政资助并不乐观，没有基金。”*

## 被伯克利受聘为地震工程专家

**Scott:** 你是作为地震工程专家去伯克利的？

**Clough:** 是的，事实上，在我去之前，他们已经聘用了一名来自海军研究实验室作为访问教授，名字叫 Henri Marcus，他是法国人，战后美国政府从欧洲寻找科学家，他就被政府聘用了，他是动力学方面的一流人才，虽然他主攻方向不是结构动力学，但他懂得一些。他在法国的土木与结构力学领域有很高的声望。美国将他安置在华盛顿特区的海军研究实验室工作，伯克利聘请他作为伯克利第一个教授结构动力学的人。

## 结构动力学课程

**Clough:** 我是 1949 年秋季到达的，但他已经与校方签订了合同，准备开始教这门课了，因此校方就让我作为他的助手。1950 年春季他开始教课，当他上课的时候，我密切地与他配合：记笔记、做习题、判答案，以及其他辅助 Marcus 的事。工作让我从教学的视角来建立了与结构动力学的联系，教课对结构动力学的了解是非常有帮助的，但是当我自己教这门课的时候，我做的第一个决定就是，一定不是他教授的同样东西。

我在伯克利的第二年，被指派去开发一门结构动力学的课程。我把 Marcus 课程的一些材料整合到了我的课程中，但更接近于我在 MIT 念过的飞行器结构动力学课程。这就是伯克利从那时开始一直持续下来的结构动力学的开端。

**Scott:** 现在是地震工程的基础课程，对吧？

**Clough:** 是的，根据学季或学期制，更新了版本。结构动力学是给学生介绍动力学与传统的结构静力分析有何区别。

**Scott:** 你能多介绍一些你是如何从 Marcus 的教学中转变，以及你从 MIT 的飞行器结构动力学中建立了什么样的体系？

**Clough:** 事实上，就结构动力学教学而言，飞行器结构与土木结构的区别是无要紧要的。MIT 的讲述逻辑性非常强，Bisplingoff 教授讲这门课，他是一个能力极强的教师，同时也是一名出色的飞行器结构工程师，他清楚如何呈现材料，但我认为 Marcus 没有任何的教学经验。

Marcus 采用的材料也很好，但是呈现的方式让学生不能够理解这些东西。我做了笔记，并做留给学生习题——习题对我都很难。课程缺乏逻辑性和恰当的教学方法。

## 结构动力工程的开端

**Clough:** 这门基础课程对地震工程非常重要，这是伯克利在结构动力工程的开端，现在已经发展成为了结构动力学；同时也引发了旧金山地区结构工程师的兴趣。

**Scott:** 先前，在 1930 年代，从二战到 1950 年代，伯克利的地震研究主要还是在地质和地震学方面，特别是 Perry Byerly 的工作？

**Clough:** 是的，主要是在 Perry Byerly 小组，从地球物理和地震学的视角。那时对于结构工程师来说，地震问题只是简单地施加重量的 10% 为水平荷载，这是纯粹的静力方法，没有涉及任何的结构的动力问题，这是不恰当的。这也正是 I-880 双层结构（Cypress 高速公路）在 1989 年 Loma Prieta 地震中倒塌的根本原因。工程师不具备相关结构体系动力特性的概念。靠 10% 重力的水平荷载需求来建造这座桥梁是不充分的。

## 为工程师开设的扩展课程

**Clough:** 第二年，我想我就在旧金山，这里的工程师开始要求在大学扩展课程中开设结构动力学。大约在 1951 年，我就开始在扩展课程中教授与常规研究生相同的结构动力学，事实证明这是一个非凡的做法，因为这使得我与本地区活跃的结构工程师们有了密切的接触，像那时在结构工程界鼎鼎大名的 Henry Degenkolb、John Blume、John Rinne 等等，他们就在我的扩展课堂上就坐。

## 我们在伯克利的研究

**Clough:** 另一件重要的事就是研究工作。那些年间，我对能够获得地震工程研究的财政资助并不乐观，没有任何基金。只要是涉及到结构动力的事情，我就紧紧盯住；连续几个暑期工作在这方面帮了我：头两个暑期，1950 和 1951 年，参与了 San Leandro Creek 桥项目；接下来的 1952 和 1953 年，去西雅图的波音工作；再接下来的 1954、55、56 年，参与了海军的防鱼雷网项目。我会逐一介绍，尽管不是严格按时间顺序。

## San Leandro Creek 桥（1950-1951）

**Clough:** 我的第一件与结构动力学相关的工作是通过 Harmer David 领导的交通工程研究所来进行的，他获得了 San Leandro Creek 桥的现场测试任务。他们正在进行对当时称为 17 号的州高速公路（Nimitz 高速，延旧金山湾区东岸）进行测试，较早的结构就是 San Leandro Creek 桥。Davis 已经签下了对正在建造的结构进行现场测试的合同，我就处于很好的时机来开始工作。Charles Scheffey 先于我到伯克利土木工程系结构组，他对实验方法和一般结构工程都有兴趣，他一直是土木工程教工中的活跃人物，20 年后他退休后到联邦公路管理局某得一个职位，负责那里的研究项目；他至今生活在华盛顿特区。Scheffey 和我成了 San Leandro 桥项目的调查员。在 1950 和 51 年的暑期，随着桥的建造，我们下去放置所有的现场测试设备，包括应变仪、加速度计和记录系统。

搞公路的人对地震没有丝毫兴趣，他们只关注竖向的动力响应而非水平向的，只是想简单地了解：当重型卡车延高速路及上桥时会发生什么。他们关注荷载的竖向效应，这些也基本上是我们测量的。我不认为要在柱子上放任何设备，设备都放在梁上，测量产生振动的频率。

不过，这项工作为我在结构动力学和进入现场测试业务提供了资助，这是一份好差事，我们花了两个暑假来做。第一个暑期，我们架设好设备，第二个暑期，我们用卡车进行了大量测试。这是在道路完全通车之前做的，我们让卡车行进在铺在路面的板上，或者以能够造成冲击的方式行进。

## 为海军测试防鱼雷网（1954-1956）

**Clough:** 我的第二件与结构动力学相关的工作源于海军想要测试防鱼雷网的强度。1950 年代早期，海军在 Tiburon（位于加州）有一个防鱼雷网的仓库，我想在那里至今还留有一些小型设施。他们想要知道当鱼雷碰撞到网上会发生什么，这是一个很有意思的研究工作。Scheffey 和我再一次接受了这个项目，通过在 Richmond 野外站他们称之为研究团队掌握的研究费用来资助。这个工作从 1954 年暑期一直持续到 1956 年暑期。

**Scott:** 介绍一下这个项目和你所做的工作。

**Clough:** 海军相当有兴趣，乐意在合适的地点放出网和缆绳，并安排了一艘带鱼雷发射装置的船，能从甲板上发射鱼雷。鱼雷发射到水里，冲向防鱼雷网。我们的工作就是测量发生的事情。

**Scott:** 对网进行测量？

**Clough:** 网上并没有安装测试设备，是在缆绳上。我们用连接的测试仪来测量鱼雷撞击网导致的动力，研究经费用于制作这些测试设备和分析我们对缆绳应力预测值与测试值之间的吻合程度。研究本身对我们极有价值，因为这是我们仅有可以用数字计算机来做的事情，这个研究让我们了解了计算机的真正实力。在伯克利我们的设备有限——大学没有很好的计算机，仅有小型的卡片编程计算器。通过海军，我们可以用位于加州 China Lake 的海军正规测试站（NOTS）的计算机，那里到处都是这样的计算机。通过这个项目，我们学到了许多有关在极端冲击条件下动力响应计算的东西。简单来说，这项工作给予了我们掌握结构动力学

的能力，尽管不是直接与地震问题相关，对我们进入地震相关领域的测量是极其有价值的。

## 波音暑期教师计划（1952 和 1953）

**Clough:** 在 1952 和 53 年，在 San Leandro Creek 与防鱼雷网项目之间，我在波音呆了二个暑期。1952 年，波音飞机公司宣布了他们的“暑期教师计划（Summer Faculty Program）”，根据这个计划，波音将雇用青年教师，在暑期没有常规的教学任务的时候给予他们工作。

**Scott:** 是对全国的青年教师开放吗，还是专门针对西部高校？

**Clough:** 来自全国各地，虽然我不清楚他们的遴选原则。我申请了，获得了通过，1952 和 53 年的暑期（6 月-9 月）去到那里。这是一个很好的计划，对我的学术生涯极其重要。我之所以有兴趣是因为我发现我能与波音的结构动力小组一起工作，这真的是一个机会，与在结构动力领域具有经验丰富的人一同工作。正如我前面提到的，结构动力学与是否是飞机、建筑、桥梁等无关，在结构动力学看来这都是结构力学问题。重要的是它给了我动力学的经验。

我们将在有限元发展一章里做进一步的讨论。

## 担任地震工程研究所的秘书

**Clough:** 我也想谈论一下地震工程研究所（EERI），你或许已经知道一些它的起源。

**Scott:** 是的，从 John Blume 和其他人的访谈中获知。

**Clough:** John Blume 是 EERI 的创始人之一，John Rinne 是另外一位。Henry Degenkolb 很活跃。EERI 开始是工程地震学顾问委员会（ACES），属于美国海岸与测量局，对发展和设置强震记录仪提供建议。委员会成员后来觉得作为海岸与测量局的委员会并不适合他们的兴趣，他们就成立了 EERI；我没搞清楚为何他们把这个新的协会称之为“研究所”，因为它并没有做研究的意义。

不管怎样，EERI 在 1949 年就开始活跃了，当我 1949 年秋天来到伯克利的时候，加在 EERI 的代表是 Harmer Davis，他是伯克利的土力学教授。他曾是 EERI 前身的顾问委员会成员。那时，Harmer Davis 已经是新近成立的交通工程研究所的主任了。当我出现在伯克利的时候，他说：“我不再呆在地震工程领域了，认为你是在 EERI 代表大学的更好人选。”他给 EERI 这样建议，并获得了批准。我想我第一次参加 EERI 的会议是在 1950 年的春天，作为一名新人，我尚不清楚自己周围的道路。

在早期，EERI 是一个限制性极强的团体，每个成员都具备某种功能或在这里的原因，因此在我看来推荐是非常重要的，当然，我一去那里，他们做的第一件事就是让我做秘书，我觉得我头五年都是做 EERI 的秘书，这是一段很有价值的经历，因为秘书工作让我与地震工程界里正确的人取得了联系。

**Scott:** 是的，教大学扩展课程和在 EERI 担任秘书可能是与顶级结构工程师取得联络的最理想路径。

## Penzien 加入伯克利

**Clough:** 我必须谈一下 1953 年夏天的另一个重要的进展。Joe Penzien 在德克萨斯州的一家飞机公司工作，他写信给我说，他对在航空业的工作感到了倦怠，看看伯克利是否有机会需要他这样背景的人。我在 MIT 认识的 Joe，他比我晚 1 年半或 2 年；他也是从华盛顿大学毕业的，在华盛顿大学我们并不认识，我找到他是在 MIT 他念研的时候，当时我已经是 MIT 的助教了。Joe 对伯克利有兴趣，这给予了我极大机会——在伯克利寻找第二位从事结构动力学研究的人的可能性大增。事实上，我已意识到未来的困难所在，因为在伯克利没有其他人能讲结构动力学课程。在这种环境下，我没法请学术休假，所以我非常高兴能收到 Joe 的来信。

在那个时期的好时光，我们可以迅速地聘用他，我就立刻有了后备教师，可以不需要放弃学术休假了。他的到来，当然比这要重要，因为我们大大地拓展了我们的能力。起先，我们想要 Joe 去关注风工程，我继续是伯克利的结构地震工程的专家；很快，我们就意识到地震工程比风工程要活跃得多，因此对于我们俩来说，在地震工程领域都能找到足够的研究内容。在此领域具备第二个人，这是非常巨大的进步。

我们让 Joe 专门研究地震工程中的概率问题，之前我所做的工作都是确定性问题。Joe 随后离开了一段时间，回到 MIT 去学习概率随机振动方法。从此以后，我就没有做任何有关概率方法的事情——都是 Joe 做的，在我们共同编写的结构动力学教科书 (Ray W. Clough and Joseph Penzien, Dynamics of Structures, New York: McGraw-Hill, 1<sup>st</sup> ed., 1975, 2<sup>nd</sup> ed., 1993.) 也是这样分工的。

## 1957-1967 年间的地震

**Clough:** 在我看来，对发展起关键作用的是发生在 1950 和 1960 年代的地震。1957 年墨西哥城的地震，当时我正在挪威进行学术休假，没有能去现场对震害进行调查，因此 Penzien 作为伯克利结构工程的人员去了墨西哥城。

智利地震 (1960) 和阿加迪尔地震 (1960) 是世界地震工程的重大事件，这两个地方我都去了。提到 1960 年的智利地震，就不得不提及另外一个人，Karl Steinbrugge，他在伯克利的建筑系工作，是 EERI 的重要一员。在观测震害方面，他是非常重要的。Karl 是派往智利的 EERI 小组的负责人，在小组成员中，他和我都是来自伯克利的。

阿加迪尔地震发生在同一年 (1960) 的晚些时候，我去那里是美国钢铁协会资助的。一个来自匹兹堡 AISI 的家伙被指派为小组负责人，那时期 EERI 一个重要人物 Rube Binder 也参加了这个小组。我们完成了对阿加迪尔地震报告，我认为这是一份非常好的报告。

我能想起接下来发生的地震是 1964 年的阿拉斯加地震，但我又一次在海外学术休假，Joe Penzien 去了。1964 年大概有五六个来自伯克利的去进行了地震调查，那时，除了结构工程



Ray Clough at the Lorenzas Arenas Market, Concepcion, Chile, 1960 Chile Earthquake.  
Steinbrugge Collection, U.C. Berkeley NISEE-PEER Library

师外，部分岩土工程师也对地震有浓厚兴趣。

日本新潟的地震也是发生在 1964 年，当然，我仍然在海外。伯克利和 EERI 在参与地震调查都十分积极，这场地震使得 Harry Seed 在研究液化现象方面非常活跃。

再接下来的大地震是 1967 年委内瑞拉的加拉加斯地震，参观的人来自世界各地。我并没有在第一时间赶到那里，但几个月后我去了，在国立大学讲授了一些地震工程的课。我不清楚去那里都有哪些人，但我确认 Karl Steinbruge 一定去了。

**Scott:** 是的，还有 Henry Degenkolb，我知道他们去了，还有几个加州的执业工程师。

**Clough:** 你知道，一个追踪我们伯克利小组发展的好办法就是，去看那些在地震后写的地震调查报告，看看都有谁参与了，这会给人们留下伯克利人参与其中的深刻印象，也是一条极好的线索去看伯克利的地震工程团队谁会是下一个崭露头角的。对于我来讲，大概是 1967 年之后，我就不再去震后现场了，因为其他人更多地参与了。我确信在那之前 Vit Bertero 已在伯克利了，他在地震调查方面做得非常出色。

## 第七章 有限元法的开发

*“虽然波音人没有发明‘有限元法’这个词，但大多数人认为那个工作代表了有限元法的开端。”*

### 在波音工作

**Clough:** 1952 和 53 年暑期在波音的工作，是后来被称为“有限元法”研究工作的开始。波音对三角翼飞机的动力性能特别感兴趣。在常规飞机的振动中，机翼可以视为梁，这种机翼几乎是等截面的，可以用常规梁理论来解决；但三角翼的截面却变化非常大，就不能用用梁理论来近似。我与波音结构动力小组的头儿 Jon Turner 一起工作，他是一个十分敏锐的人，那时对我来说，他是一起交流的非常理想的人。面对这个大问题，他没有把三角机翼视为一系列短梁段，他想用二维弹性问题而不采用近似梁理论。

**Scott:** 因此，这个基本问题开发了一种全新的动力分析方法？

**Clough:** 是的，当然是针对动力问题，因为这是结构动力小组。应力发展从来都不是这个小组真正关心的，我在那里的时候是这样。他们想要做的就是预测振动和“颤振”特性，因为这些是他们在超音速飞机上遇到的难题，这种振动和空气动力不稳定导致了数架飞机飞行中被撕裂并坠机，这是全球军用飞机制造商的重大问题，他们想要避免产生他们所称为的颤振，这会导致机翼和机身的断裂。



## 把三角机翼剖分为板单元

**Clough:** Turner 认为我们应该把三角机翼剖分为适当形状的小的板单元,然后把板单元组装为整个结构系统。首先,你应当理解单独单元的属性,我们研究了两种类型单元,四边形和三角形,如果能建立每个单元的刚度属性,那么所有小单元的就可以组装为整个结构的刚度矩阵。在波音开发的这套方法被称为“直接刚度组装法”,其概念很好理解,但在单独单元的刚度确定中,他们遇到了困难,所以 Jon Turner 请我从 1952 年暑期开始进行研究。我花了一个暑期阅读了可能与此相关的文献,并开始尝试不同的思路。总之,我第一个暑期采用的技术就是其他人采用的方法,就是处理不了这个问题。

在波音我们有对三角机翼模型的静力挠度测量数据,我们的目的是开发一套分析方法来预测结构的挠度。这个方法——形象地说——就是把结构分割为小块,组装后得到整个刚度。一旦得到了机翼的刚度,就可以直接通过数学方法得到其振动特性。

整个暑期,我研究了不同的方法,用我们从实际测量数据来对结果进行比对。显然,我们得到的结果并不好。第一个暑期结束后,我只好在 1952 年 9 月回到伯克利。我告诉主管 Turner,我希望下一个暑期能回来再次做,因为我想到下一年我们能够解决这个问题。

他同意了,并在这个冬季期间他对这个问题做大量的思考,他建立了我们最终开发采用的基本思路。我不想涉及过多细节,但这是基于三角形或四边形板单元承受适当荷载下的虚功分析。通过非常简单的假定,就可以得到板单元非常精确的刚度属性。在三角形单元中,假定是延 X 向和 Y 向的常正应力,以及常剪应力;这三个假定使得我们要计算这三个系数。

那正是我们可以做到的。我们用所有的实验数据进行了检测,结果相当好。基于我们从单元得到的这些系数,Jon 的小组继续把这些成果应用到结构动力承载力分析,开始预测振动频率。其成果在 1954 年 1 月的一次会议上宣读,后来发表为“复杂结构的刚度与挠度分析”(M.J. Turner, R.W. Clough, H.C. Martin, and L.T. Topp, Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures, Journal of Aeronautical Science, Vol.23, No.9, pp.805-823, September 1956)。许多人认为这篇文章是有限元法的开端,尽管波音人称之为“直接刚度法”,这个名字有一定的正确性,但没有强调独立单元的特征。计算独立小块的刚度后,可以把它们合在一起形成整个结构的刚度。虽然波音人没有发明“有限元法”这个词,但大多数人认为这个研究代表了有限元法的开端。

它仍旧不能完整地解决问题,因为它只能处理刚度和挠度分析。它还没解决大多数工程师所关心的问题,就是结构中的应力发展。对我们所有在波音工作的人来说,我们的工作就能得到应力,这是显然易见的,但波音的内部地盘政治就是,结构动力小组不准谈论应力分析,因为有另一个叫作应力分析的小组。所以,我们只好不讨论,也不去做应力分析,我们会计算挠度和振动,但不做应力计算。

## 富布莱特奖学金前往挪威 (1956-1957)

**Clough:** 在我来到伯克利的头七年暑假中,2 年在做桥梁项目,2 年在波音,3 年在做防鱼雷网项目。在这之后的 1956-1957 年,富布莱特奖学金让我去到挪威,到位于挪威 Trondheim 的舰艇研究所工作。我申请这个奖学金,是因为他们对轮船振动有兴趣,我也急切进入任何看起来像结构动力学的东西。在挪威的这一年给了我完全自由的时间,我在舰艇研究所有些工作,我是从伯克利获得的学术休假,而挪威研究所也把我视为在休假。他们正在做轮船的振动研究,我也乘船从 Trondheim 到 Bergen 一个来回,对一艘新船进行了振动测量。

那年给予了我的价值在于同业界对结构动力学感兴趣的人相接触,最重要的是这给予了我时间可以深入到有限元法产生的背景里,一开始是开发有限元应力分析方法,但我的工作

极其原始，因为那时 Trondheim 还没有计算机。但我可以从基本概念开始研究，我 1960 年的论文是 1956-1957 年在 Trondheim 工作的直接成果，加上回到伯克利后在 IBM 计算机上的工作。

就是这个时候我写论文命名为“有限元”（Ray W. Clough, “The Finite Element Method in Plane Stress Analysis,” Proceedings of the ASCE 2<sup>nd</sup> Conference on Electronic Computation, Pittsburgh, PA, September 1960.）因此有一段时间一群人意识到此方法在应力分析上的能力，但并没有去做有关的事情。那篇 1960 年的论文介绍了有限元法作为应力分析的一种技术手段的概念。

**Scott:** 我找到你 1979 年的一篇回顾性文章（Ray W. Clough, “The Finite Element Method After Twenty-five Years: A Personal View,” in Engineering Applications of the Finite Element Method, vol.1, papers presented at the International Conference on Application of the Finite Element Method, May 1-11, 1979, Hovik, Norway, also published in Computers and Structures, vol.12, no.4, 1980, pp.361-370.），是在挪威的一次会议上发表的。

**Clough:** 是的，那时我并没有太去追逐历史，但在 1991 年提交给杜克大学的一次会议里的论文这样做了（Ray W. Clough, “Original Formulation of the Finite Element Method,” Finite Elements in Analysis and Design, vol.7, pp.89-101, 1991.）。

回顾起来，我认为 1962 年提交给葡萄牙里斯本一次会议的有限元论文对工程界带来了更大的冲击，那篇论文的合作者是 Ed Wilson（Ray W. Clough and Edward L. Wilson, “Stress Analysis of a Gravity Dam by the Finite Element Method,” Symposium on the Use of Computers in Civil Engineering, Lisbon Portugal, No.29, October 1962. Also, published in RILEM Bulletin, No.10, June 1993.）。论文阐述了对弗吉利亚带竖向裂缝的 Norfolk 大坝的分析中采用非常简单有限元法的超强能力，而且此文也在国际 RILEM 期刊上发表，这份刊物有非常大的发行量。因此，在数年间，对伯克利土木工程系的有限元研究经费蜂拥而至；而且，国际学生和访问学者来到校园，参与这个“计算力学”的新领域研究。

Ed Wilson 是我早年间的学生，他的论文是有关有限元研究的，他获得学位后没几年就加入到我们的教员行列。他今天告诉我说，他正在认真地收集一些这方面的材料，Ed 收集了最近的论文，来记录这段早期的历史（Edward L. Wilson, “Automation of the Finite Element Method—A Personal Historical View,” Finite Element in Analysis and Design, vol.13, pp.91-104, 1993.）。

我收集的早期有限元材料给了 Jurgen Bathe，他曾是 Ed 的学生，现在在 MIT 任教。Bathe 是伯克利很早期从事有限元研究的学生。

这就是所有有关地震工程之前的历史，但我认为这对伯克利结构力学程序是极端重要的。

# ETABS®

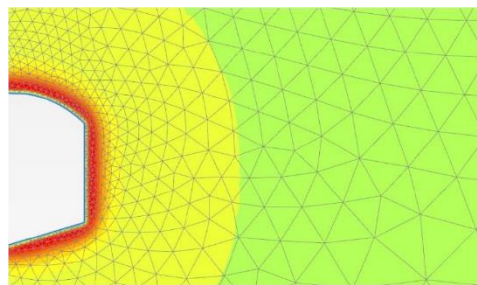
Integrated Analysis and Design  
of Building Systems

中文版 version  
即将发布 18



## PLAXIS 2D 2019 新增及改进功能

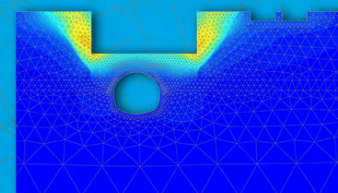
- 场地响应分析工具 (Dynamics & VIP)
- 加速度的绘图及缩放工具 (Dynamics)
- 新的自定义本构模型 UDSM: N2PC-Salt (VIP)
- 模型浏览器中的地层分组
- 更直观的尾矿库模拟选项
- 在后处理中绘制任意的剖面曲线图
- 基于类组定义场应力 (VIP)



[点解了解更多功能特性](#)

# PLAXIS

The Most Used Tool for  
Geo-engineering



41

## 活动报道

### SAP2000 实例操作培训班—长沙站/西安站

由北京筑信达工程咨询公司联合武汉百思通科技有限公司共同举办的“SAP2000 实例操作培训班”于 2019 年 4 月 30 日和 5 月 14 日分别在长沙和西安举办，取得圆满成功！

两次培训班由筑信达技术工程师吕良老师主讲，现场演示了双层柱面网壳结构和筒仓结构的建

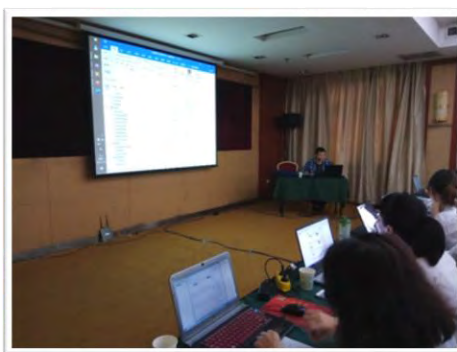


模与分析。通过此实例操作，帮助参会工程师快速掌握 SAP2000 的建模技巧，合理地设置

参数，根据分析结果判断模型的合理性，正确地解读结果，理解 SAP2000 中的重要概念和约定，提高工程问题的数值分析能力等等。

培训现场工程师们学习氛围浓烈，积极互动。会议现场创建了 QQ 交流群为参会工程师提供学习资料和培训信息，极大的方便了参会人员的技术交流，会后大

家争相与吕良老师互留联系方式，会议圆满结束并取得了预期效果。



## PLAXIS 技术交流会（5月28日-5月29日成都）

5月28、29日，由筑信达举办的 PLAXIS 3D 案例培训班在成都举办。来自中铁二院工程集团有限责任公司 的 20 余位工程师参加了此次培训。

本次培训班向中铁二院的岩土工程师们介绍演示 PLAXIS 3D 基本功能与使用逻辑的同时，更注重实例的演练。针对基坑工程、边坡工程、基础工程分别准备了案例进行现场练习，并在案例练习中穿插了结构单元、本构模型、地下水等问题的专题讲解，以帮助工程师们更快、更好地掌握 PLAXIS 并利用其解决实际工程问题。



## 2019 年十四局第一期 SAP2000 培训班

近年来，北京筑信达工程咨询有限公司（以下简称我公司）每年为中铁十四局集团做 SAP2000 软件的系列操作培训班，今年又如期于 6 月 15 日~6 月 21 日在中铁十四局集团举办了 2019 年第一期 SAP2000 软件培训班。



十四局集团总部领导十分重视，副总经理兼总工薛峰莅临开班仪式并做了重要讲话，王总提出了要求并勉励大家认真学习，将学到的知识应用的施工中去，为十四局的发展添加动力并储备工程技术后备力量。工程技术部侯剑副部长、战备中心王述清主任莅临学习班并做

指导，侯剑副部长亲自为学员讲解相关集团案例，使学习班充满浓厚的学习氛围，侯剑副部长和我公司北方区代理商华思维的王博经理在培训期间全程跟踪服务。



本次培训由我公司技术部工程师吕良主讲，参会人员是各子分公司具备一定结构力学知识和计算机运用能力的工程技术人员，共 36 名，在培训过程中，讲师吕良根据集团公司参建的几处代表性工程实例，专门制定了培训课件，使学员对使用这款结构计算软件更加得心应手。为体现培训效果，6 月 21 日对学员进行了考试，通过测试所有学员都能够灵活运用 SAP2000 软件，并能够举一反三应用到施工中去，达到了预期目的，至此本次培训会圆满结束。

三应用到施工中去，达到了预期目的，至此本次培训会圆满结束。

培训结束后，十四局集团领导对我们提出了更高的期许，希望以后能跟我们更加多形式的合作。我公司将不断完善培训方案，为更多的客户提供定制化的培训服务。



中铁十四局集团 SAP2000 现场培训照片

# 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](mailto: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](http://support.cisec.cn)



网络课堂  
[www.cisec.cn](http://www.cisec.cn)



知识库  
[wiki.cisec.cn](http://wiki.cisec.cn)



视频教程  
[i.youku.com/bjcisec](http://i.youku.com/bjcisec)