



筑信达工程软件应用技术大会 CTC2014

报告讲义



北京筑信达工程咨询有限公司
北京市古城西街 19 号研发主楼 4 层



Computers and Structures, Inc.
Berkeley, California, USA



Plaxis bv
Delft, The Netherlands

2014-10, 武汉

CTC2014 大会主会场 23 日

1. 大跨巨型结构设计与分析的创新实践.....李霆 (1)
2. 超高层建筑结构研究进展——结构刚度问题.....肖从真 (16)
3. 岩土工程数值分析方法及相关问题的讨论.....宋二祥 (31)
4. 桥梁抗震设计理念.....王克海 (42)
5. 自然的力量——沉管隧道工程的技术发展和创新.....杨文武 (49)
6. 土-结构相互作用数值分析讨论.....章延平 (60)
7. 重庆来福士广场项目结构创新与挑战.....朱立刚 (69)
8. 结构优化设计及弹塑性分析.....陈学伟 (87)
9. 结构模型与 CiSModelCenter.....李立 (95)
10. 变电站构架设计软件 CiSGTCAD.....芮继东 (103)
11. 钢筋混凝土构件极限承载力数值模拟分析与 CiSDesigner.....李楚舒 (110)

CTC2014 建筑结构分会场 24 日

12. 推覆分析和超高层建筑的抗震性能评估.....扶长生 (118)
13. 考虑土弹簧刚度影响的几个结构分析案例.....王建 (134)
14. 海口塔弹塑性性能的数值模拟.....王文渊 (139)
15. 近百米高层隔震设计若干问题初探.....宋廷苏 (147)
16. 楼板和基础系统设计中的若干问题探讨.....游健 (157)
17. SAP2000 在发电厂结构设计中的应用.....丁伟亮 (163)

建筑结构技术沙龙:

- 议题一: 如何进行基于性能的抗震设计——从理论到实践.....嘉宾主持: 扶长生 教授
- 议题二: 实际结构 VS 分析模型——结构分析的建模技术.....嘉宾主持: 任彧 总工
- 议题三: 我的软件我做主——API 开发与应用.....嘉宾主持: 陈学伟 博士

CTC2014 桥梁工程分会场 24 日

18. 桥梁抗震与减隔震设计.....李龙安 (168)
19. SAP2000 在西南某桥抗震分析中的应用.....权新蕊 (180)
20. 轨道交通中桥梁抗震设计探讨.....刘彦明 (187)
21. CSiBridge 在桥梁分析设计中的应用.....Robert M. Tovani (196)

CSiBridge 软件培训营: 全新 CSiBridge 的功能介绍及案例分享.....张志国

CTC2014 岩土工程分会场 24 日

22. 软土 HSS 模型参数确定方法及应用.....徐中华 (201)
23. PLAXIS 在基坑与隧道工程中的实践应用.....金国龙 (212)
24. PLAXIS 在库岸滑坡稳定性分析中的应用.....周春梅 (222)
25. 深基础的 3D 数值分析.....Joseph Wong

PLAXIS 软件培训营: 基坑工程、隧道工程、边坡工程.....章延平&孙立超

大跨巨型结构设计与分析的创新实践

报告人：李 霆



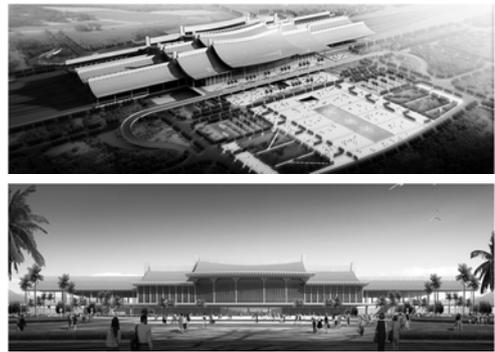
一、厦门北站大跨巨型混合框架结构设计与分析

二、广东科学中心巨型框架结构隔震设计与分析



工程概况

一、厦门北站大跨巨型混合框架结构设计与分析



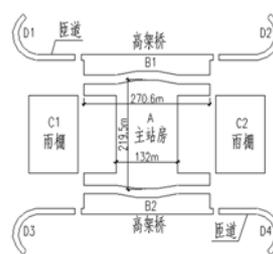
工程概况



□ 厦门北站位于福建省厦门市，总建筑面积11.36万平方米，总投资15亿人民币，是中国国家高速铁路网沿海大通道上的重要客运站房，是福厦、厦深、龙厦、鹰厦4条铁路线的交汇点，连接中国东、南部重要城市杭州、南昌、福州与深圳。



工程概况

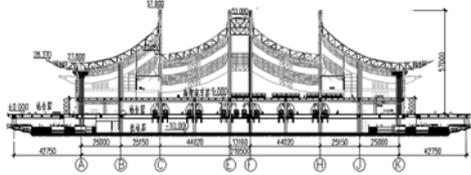


- 厦门北站总长453m，总宽287m，总高57m，由站房、高架桥和无柱站台雨棚组成，总建筑面积11.36万平方米。
- 抗震设防烈度7度，设计基本加速度0.15g。
- 场地土类别为II类。
- 基本风压0.95kN/m²，地面粗糙度类别为B类。



工程概况

- 本工程主站房分三层：首层为出站层，二层为站台层，三层为高架候车层。屋盖标高27.8m~57m。
- 主站房屋盖由十二片高低错落的曲面组成，采用巨型桁架支撑曲面网格的结构体系。



垂直轨道方向剖面图

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO., LTD.

工程概况

- 主站房屋盖双向跨度为132m×220m，不设缝。
- 厦门北站实现了具有闽南民居“燕尾脊”特色的国内最大跨度无柱候车厅。



传统闽南民居

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO., LTD.

工程概况



厦门北站内部照片

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO., LTD.

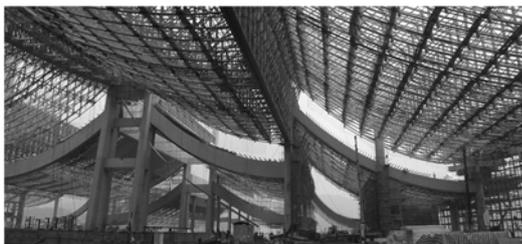
工程概况



厦门北站外部照片

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO., LTD.

结构布置及特点

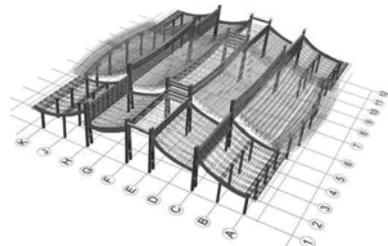


主体结构照片

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO., LTD.

结构布置及特点

- **主体结构**：首次采用“A型钢骨混凝土塔柱+弧形预应力混凝土箱梁+大跨薄腹钢桁架梁”组成的新型双向巨型混合框架结构体系。

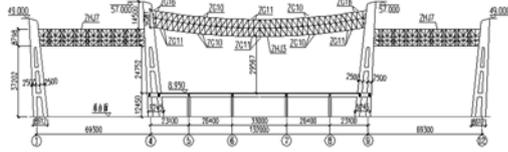


主体结构轴测图

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO., LTD.

结构布置及特点

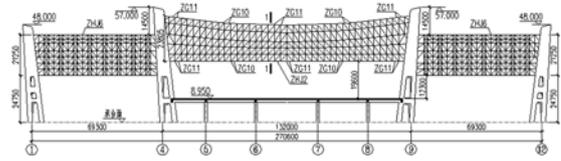
- **A型塔柱：**结构顺轨长270.6m不设缝，为减小温度作用，巨型塔柱在屋架主桁架下弦标高以下做成双肢柱，以上双肢合一。
- 由于轨间距的要求，塔柱截面宽度（厚度）仅为1.8m，其高宽比达27；保证其施工及使用期间的侧向稳定性是一个关键问题。



E、F轴塔柱及主桁架示意图

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO. LTD.

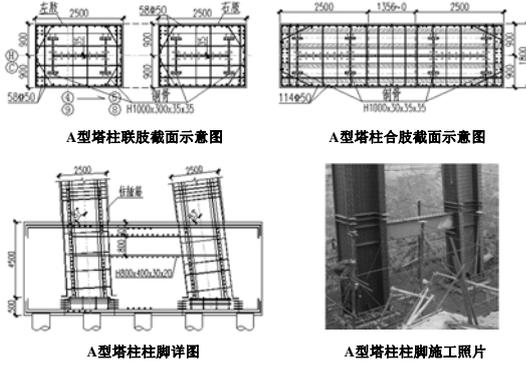
结构布置及特点



C、H轴塔柱及主桁架示意图

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO. LTD.

结构布置及特点



A型塔柱肢截面示意图

A型塔柱合肢截面示意图

A型塔柱柱脚详图

A型塔柱柱脚施工照片

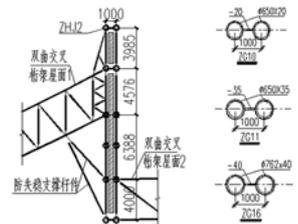
中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO. LTD.

结构布置及特点

- **主桁架：**满足建筑造型的要求，主桁架高度在跨中为18.95m，支座处为23.8m；因塔柱截面宽度仅1.8m，所以弦杆中心距仅1m，因此，弦杆及竖腹杆截面采用哑铃型组合截面。



主桁架杆件截面施工照片

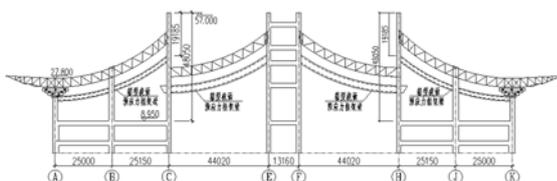


主桁架杆件截面形式示意图

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO. LTD.

结构布置及特点

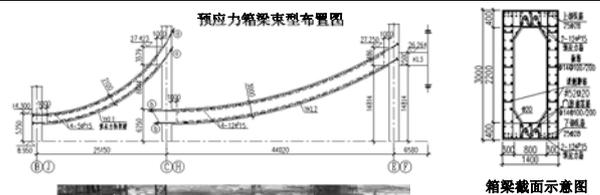
- **弧形预应力混凝土箱梁：**
 - 提供竖向构件的连接，沿垂直轨道方向形成巨型框架，保证抗侧刚度，形成完整的抗震体系；
 - 在钢结构安装前，先形成稳定的结构体系；
 - 增大整体抗扭刚度：混凝土箱梁可以提供比钢桁架更大的抗侧刚度。



塔柱间预应力箱梁示意图

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO. LTD.

结构布置及特点



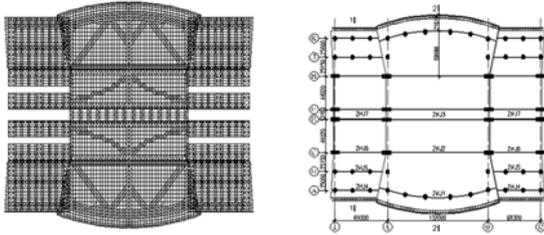
箱梁截面示意图



中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO. LTD.

结构布置及特点

□ **屋盖结构:** 屋盖采用钢结构, 沿平行于铁轨方向设置四榀大跨度空间钢桁架, 钢桁架支承在两端的钢筋混凝土塔柱上, 在屋脊之间及屋脊与边柱之间设置双向正交钢管桁架。

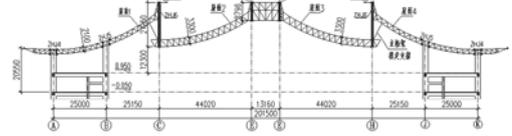


屋盖平面图

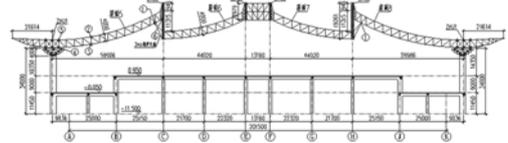
中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO., LTD.

结构布置及特点

低屋面剖面图



高屋面剖面图



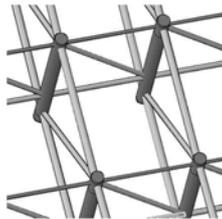
中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO., LTD.

结构布置及特点

□ 首次在屋盖上采用双向不等高交叉桁架组成的新型网格结构, 实现了中国传统闽南民居的单向檩条建筑效果。



双向不等高交叉桁架室内效果图



双向不等高交叉桁架示意图

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO., LTD.

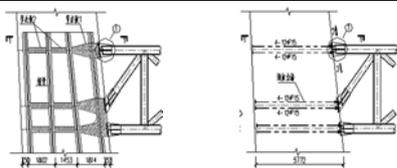
复杂节点设计

□ **“钢板+预应力筋”双重连接节点:** 桁架弦杆最大轴力达15000kN, 钢骨混凝土塔柱与巨型钢桁架连接节点传力困难。连接钢板——保证节点的延性性能和大震作用下的极限承载能力。预应力筋——保证节点在正常使用状态下的抗裂性能。

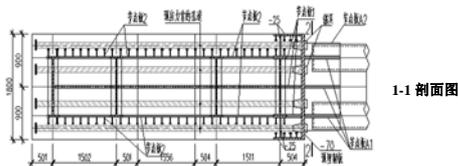


中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO., LTD.

复杂节点设计



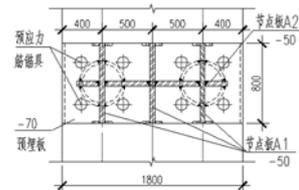
钢桁架与塔柱连接示意图



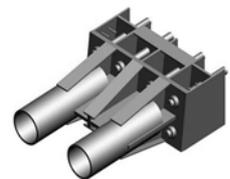
1-1 剖面图

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO., LTD.

复杂节点设计



2-2 剖面图

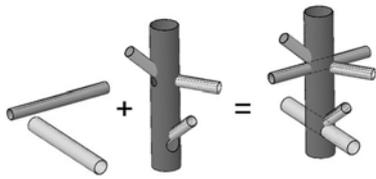


“钢板+预应力筋”双重连接节点模型图

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO., LTD.

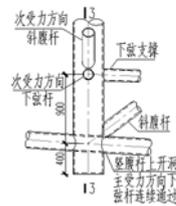
复杂节点设计

□ **双向下弦杆贯通竖腹杆的新型圆筒节点**：为解决双向不等高正交桁架受压下弦杆的稳定性问题。特点——正交桁架下弦节点处，在竖腹杆上开洞，让正交桁架下弦杆从开洞处连续穿过竖腹杆，斜腹杆通过相贯焊同竖腹杆连接。

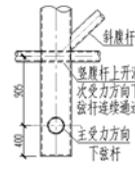


新型圆筒筒下弦节点模型示意图

复杂节点设计



新型圆筒筒下弦节点示意图

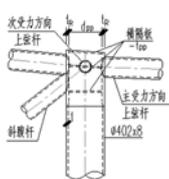


3-3 剖面图

桁架下弦两向不等高，主桁架（Y方向高度大者）的竖腹杆是连续的，上、下弦杆从竖腹杆中的预留洞中穿过，使得上、下弦杆在节点处是连续的，竖腹杆在不等高部分（900mm段）有一定的抗弯刚度，可限制主桁架（高度大者）下弦杆平面外失稳。

复杂节点设计

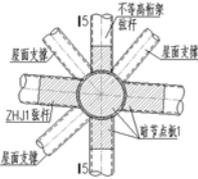
□ **上弦圆筒节点**：不等高正交桁架上弦节点处，弦杆、斜腹杆及支撑与竖腹杆端部圆筒节点直接相贯焊连接。节点区竖腹杆壁厚加厚为16mm，并且为增加筒身刚度，避免产生局部屈曲破坏，在节点区筒身内部采用加劲隔板加强。



普通桁架上弦节点图



主桁架上弦节点轴测图



主桁架上弦节点俯视图

结构分析内容：

- 结构抗震性能分析
- 巨型塔柱有限元分析
- 双向不等高交叉桁架试验及分析
- 大跨屋盖稳定分析
- 结构抗风设计

结构抗震性能分析

□ 结构抗震性能分析软件：

- 1、静力弹性分析：采用美国Computers and Structures,Inc编制的SAP2000程序进行计算，并采用韩国编制的MIDAS/GEN程序进行复核计算。
- 2、静力弹塑性分析：中、大震作用下采用MIDAS进行分析，在MIDAS/Gen中使用ATC-40和FEMA-273提供的能力谱法评价结构的抗震性能。水平推覆力分布采用模态分布、风荷载分布、常量加速度分布。
- 3、动力弹塑性分析：采用通用有限元软件ANSYS和ABAQUS建立精细化三维分析模型，进行动力弹塑性时程分析。整体结构的罕遇地震弹塑性时程分析采用ANSYS的瞬态动力学模块；塔柱等构件采用ABAQUS建立精细化分析模型，进行隐式的瞬态动力学分析。

结构抗震性能分析

□ 结构抗震性能目标：

- 1、小震作用下，结构在地震后完好、无损伤，不需修理即可继续使用，即达到抗震性能水准1。
- 2、中震作用下，地震后结构的薄弱部位和重要部位的构件完好、无损伤，其他部位有部分选定的具有一定延性的构件出现轻微损坏，修理后可继续安全使用。即达到抗震性能水准2。
- 3、大震作用下，地震后结构的薄弱部位和重要部位的构件轻微损坏，其他部位有部分选定的具有延性的构件发生中等损坏，进入屈服阶段，需要修理并采取一些安全措施才可继续使用。即达到抗震性能水准3。

结构抗震性能分析

□ 结构抗震性能要求:

- 1、性能水准1: 小震作用下, 结构满足弹性设计要求, 包括全部构件的抗震承载力和层间位移均满足现行规范要求; 计算应采用作用分析系数、材料分项系数和抗震承载力调整系数。
- 2、性能水准2: 中震作用下, 结构的薄弱部位或重要部位构件的抗震承载力满足弹性设计要求; 整个结构按非线性分析计算, 允许有些选定的部位接近屈服, 但不应发生剪切等脆性破坏。
- 3、性能水准3: 大震作用下, 结构的薄弱部位或重要部位构件不屈服, 即不考虑内力调整的地震作用效应和抗震承载力按强度标准值计算(作用分项系数、材料分项系数和抗震承载力调整系数均取1.0)满足要求; 结构应进行非线性计算, 允许有些选定的部位进入屈服阶段, 但不得发生剪切等脆性破坏。



结构抗震性能分析

地震作用参数:

- 场地类别: II类
- 场地特征周期: $T_g=0.42s$ (场地安评报告提供)
- 阻尼比: $\zeta=0.03$ (预应力混凝土结构抗震设计规程)
- 地震影响系数: $\alpha_{max}=0.12$ (小震)
 $\alpha_{max}=0.34$ (中震)
 $\alpha_{max}=0.72$ (大震)



弹性静力分析

结构抗震性能分析

计算软件		SAP2000	MIDAS
标高 9.000 米及以下楼层自由度		每个楼层为 3 个自由度 (两个平动, 一个转动)	每个楼层为 3 个自由度 (两个平动, 一个转动)
标高 9.000 米以上楼层自由度		每个节点为 6 个自由度 (三个平动, 三个转动)	每个节点为 6 个自由度 (三个平动, 三个转动)
周期调整系数		0.85	0.85
风荷载	总剪力	$V_x=23575kN$ $V_y=35666kN$	$V_x=24136kN$ $V_y=36186kN$
	最大位移角	X 向: 1/2651 Y 向: 1/851	X 向: 1/3022 Y 向: 1/953
地震作用	最大位移角	$u_x/h=1/3692$ (屋顶柱 A) $u_y/h=1/1263$ (屋顶柱 A) $u_x/h=1/1590$ (屋顶柱 B) $u_y/h=1/1701$ (屋顶柱 B)	$u_x/h=1/3752$ (屋顶柱 A) $u_y/h=1/1305$ (屋顶柱 A) $u_x/h=1/1856$ (屋顶柱 B) $u_y/h=1/1815$ (屋顶柱 B)
	周期	T1 (s): 1.15 (Y 向平动) T2 (s): 1.01 (扭转) T3 (s): 0.97 (X 向平动) T2-T1=0.878	1.072 (Y 向平动) 0.911 (扭转) 0.832 (X 向平动) T2-T1=0.850



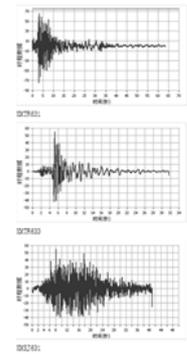
弹性时程分析

结构抗震性能分析

地震波及其参数:

地震波	参数	最大加速度 (gal)	计算时间 (s)
天然波	XMTR631	55	63
	XMTR633	55	32
人工波	XMSJ631	55	40

地震波步长为 0.02s。天然波 XMTR631、XMTR632 和人工波 XMSJ631 均由厦门地震勘测研究中心提供。安评报告提供的 50 年基准期超越概率 63% 时的最大加速度为 45 gal。



弹性时程分析

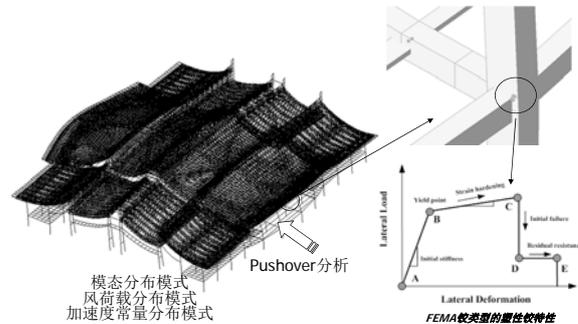
结构抗震性能分析

计算软件	SAP2000	MIDAS
时程分析所用的地震波	天然波 XMTR631 天然波 XMTR633 人工波 XMSJ631	天然波 XMTR631 天然波 XMTR633 人工波 XMSJ631
时程分析结果与模态分解反应谱法的比值	天然波 XMTR631 $V_xE=97344kN$ (92%) $V_yE=63961kN$ (70%)	天然波 XMTR631 $V_xE=110640kN$ (105%) $V_yE=64826kN$ (70%)
	天然波 XMTR633 $V_xE=82376kN$ (78%) $V_yE=74392kN$ (81%)	天然波 XMTR632 $V_xE=77975kN$ (74%) $V_yE=68238kN$ (80%)
	人工波 XMSJ631 $V_xE=94255kN$ (89%) $V_yE=96104kN$ (105%)	人工波 XMSJ631 $V_xE=101156kN$ (96%) $V_yE=87004kN$ (102%)
	各条波的平均基底剪力与模态分解反应谱法的比值 X 向: (86.3%) Y 向: (85.3%)	平均基底剪力与模态分解反应谱法的比值 X 向: (92%) Y 向: (86%)



静力弹塑性分析

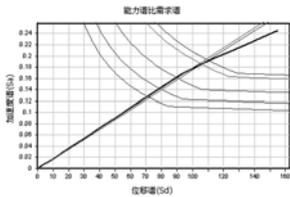
结构抗震性能分析



静力弹性分析

结构抗震性能分析

□ 模态1(正Y向)大震:



能力谱(需求谱)曲线

性能点状态

Table with 3 columns: V, D, Sd, Teff, Deff. Values: V, D: 1.606e+008, 205.6; Sd: 0.1850, 106.2; Teff, Deff: 1.517, 5.811

* V-基底剪力(N) D-位移(mm) Sa-加速度谱 Sd-位移谱 Teff-等效周期 Deff-等效阻尼比

最大变形角 1/112 < 1/50

满足性能水准3

分析结果表明:大震作用下X方向最大弹性位移角为1/124, Y方向最大弹性位移角为1/110, 满足《建筑抗震设计规范》不大于1/50的限值要求。在大震作用下,塔柱等关键构件未出现塑性铰。



动力弹性分析

结构抗震性能分析

- 1、大震作用时地面峰值加速度310gal。 2、人工波XM SJ021引起的结构响应最大,在该条激励下整体结构的承载力性能分析结果:

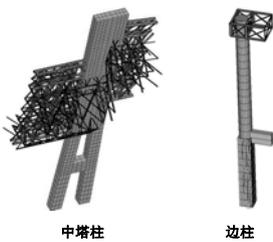
Table with 2 columns: 项目 (Item) and 数值 (Value). Items include X向最大基底剪力, X向最大剪重比, Y向最大基底剪力, etc.



动力弹性分析

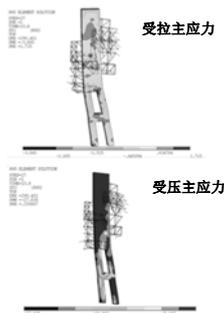
结构抗震性能分析

3、结构重点部位弹性分析:



中塔柱 边柱

混凝土最大拉应力为1.7MPa < ftk = 2.64MPa 混凝土最大压应力为27.8MPa < fck = 32.4MPa

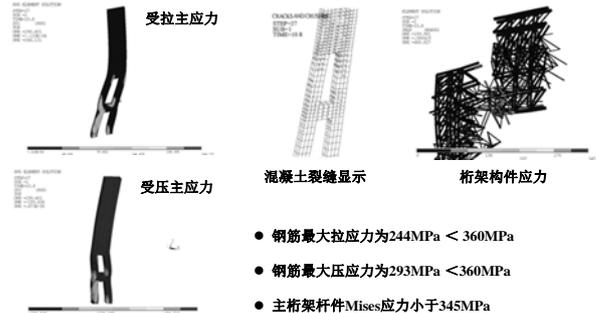


中塔柱混凝土的主应力分布图(柱顶Y向位移最大时刻t=10.8s)



动力弹性分析

结构抗震性能分析



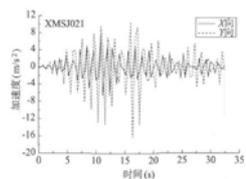
中塔柱钢筋的主应力分布图(柱顶Y向位移最大时刻t=10.8s)

- 钢筋最大拉应力为244MPa < 360MPa • 钢筋最大压应力为293MPa < 360MPa • 主桁架杆件Mises应力小于345MPa • 最大剪力出现在于塔身下部与分肢柱腿的连接部位,该区域出现一批45°左右的斜向受剪裂缝。



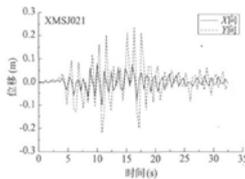
动力弹性分析

结构抗震性能分析



边塔柱顶部加速度反应

- 塔柱顶部Y向加速度大于X向加速度,人工波工况的最大加速度放大系数为5.23。 • 塔柱顶部Y向位移大于X向位移,人工波工况的最大位移为0.238m。



边塔柱顶部位移反应



动力弹性分析

结构抗震性能分析

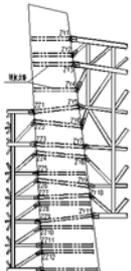
□ 结构动力弹性抗震性能分析结果表明:

- 1、塔柱顶部的最大位移与柱高的比值为1/210,满足规范对大震限值1/100的要求。 2、在考虑重力二阶效应和大变形及材料非线性的情况下,结构仍保持直立,满足“大震不倒”的设防要求。 3、塔柱未出现大面积塑性损伤,大跨度屋盖的主桁架钢管构件基本处于弹性工作状态。 4、屋盖高、低跨错层部位的塔柱及南、北立面处的结构边柱,在大震作用下混凝土的主应力未超过强度标准值。 5、非线性时程分析时考虑双向地震的耦合激励作用,结构扭转反应明显。

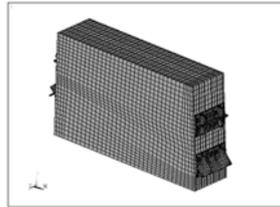


巨型塔柱有限元分析

巨型塔柱有限元分析：采用ANSYS有限元方法对中主塔柱及其相关节点——“钢板+预应力筋”双重连接节点进行受力分析。



中主塔柱节点采用空间实体模型



中主塔柱ANSYS有限元分析模型示意图



巨型塔柱有限元分析

巨型塔柱ANSYS分析结果：

1、在设计荷载作用下，中主塔柱混凝土最大主拉应力为1.99MPa,最大主压应力为22.2MPa。按《混凝土结构设计规范》正常使用极限状态的要求，对一级构件：

$$\text{混凝土主拉应力 } \sigma_{tp} \leq 0.85f_{tk} = 0.85 \times 2.85 = 2.42\text{MPa}$$

$$\text{混凝土主压应力 } \sigma_{cp} \leq 0.6f_{ck} = 0.6 \times 38.5 = 23.10\text{MPa}$$

中主塔柱混凝土最大主拉应力、最大主压应力均小于《混凝土结构设计规范》正常使用极限状态的要求。

2、混凝土中钢板（预埋板）的最大Von Mises应力为110MPa，小于Q345钢应力设计值。

3、钢节点（十字连接板）的最大Von Mises应力为244MPa,小于Q345钢应力设计值。

综上所述，“钢板+预应力筋”双重连接节点安全、可靠。



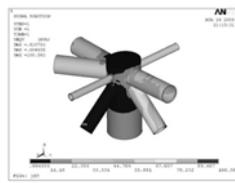
双向不等高交叉桁架试验及分析

双向不等高交叉桁架结构分析：采用试验研究和ANSYS有限元分析方法对双向下弦杆贯通竖腹杆的新型圆钢筒节点和不等高交叉桁架进行受力分析。

双向下弦杆贯通竖腹杆的新型圆钢筒上弦节点：



上弦节点试验照片



上弦节点等效应力云图

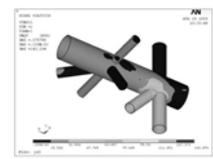


双向不等高交叉桁架试验及分析

双向下弦杆贯通竖腹杆的新型圆钢筒下弦节点：



下弦节点试验照片



下弦节点等效应力云图

新型圆钢筒节点试验研究与有限元分析结果：

在1.6倍设计荷载作用下，新型圆钢筒上弦节点仍保持线弹性性质；在2倍设计荷载作用下，新型圆钢筒下弦节点仍保持线弹性性质。由此可知：工程发明的双向下弦杆贯通竖腹杆的新型圆钢筒节点受力简单、合理，既保证了节点连接强度的可靠性，又实现建筑与结构的完美统一。



双向不等高交叉桁架试验及分析

不等高交叉桁架：



不等高交叉桁架试验照片

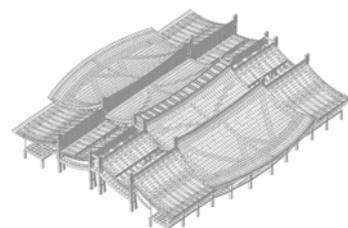
不等高交叉桁架试验结果：

- 1、结构整体性好，在竖向荷载作用下，荷载传递、分配可靠，结构变形较小；
- 2、设计荷载作用下，杆件所有测点应力均在弹性范围内，满足强度设计要求；
- 3、主要桁架竖腹杆直径较大，截面刚度大，能较好地抑制下弦杆面外失稳，整体稳定性能良好。



大跨屋盖稳定性能分析

大跨屋盖稳定性能分析：对屋盖进行线性稳定分析和荷载-位移全过程的几何非线性稳定分析。取结构第一振型模态作为初始缺陷分布模态，考虑六种组合荷载工况。



整体分析模型示意图



大跨屋盖稳定性能分析

大跨屋盖稳定性分析结果：

荷载工况	线性稳定分析特征值	几何非线性整体稳定系数
1 1.0恒载+1.0活载	29.1	17
2 1.0恒载+1.0风载(+X向)	34.6	20
3 1.0恒载+1.0活载+1.0风载(+X向)	28.2	16
4 1.0恒载+1.0活载+1.0风载2(-X向)	27.4	15
5 1.0恒载+1.0活载+1.0风载3(+Y向)	22.3	15
6 1.0恒载+1.0活载+1.0风载4(-Y向)	21.2	15

在六种工况下，结构的弹性屈曲特征值均超过20，非线性屈曲荷载系数均超过15，大于《网壳结构技术规程》中规定的5，满足规范要求。

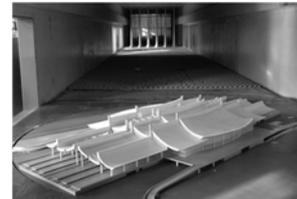


结构抗风设计

□ **结构抗风设计：**

项目所在地区位于强台风地带，对结构进行抗风设计至关重要。为保证结构受力的合理性，本项目进行两个方面的设计研究：1、风洞试验；2、风致响应分析。

□ **风洞试验：**采用刚性模型进行结构风洞试验研究。



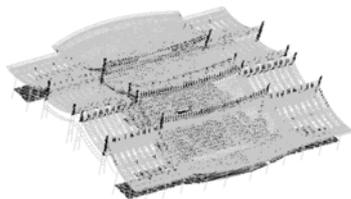
风洞试验模型照片



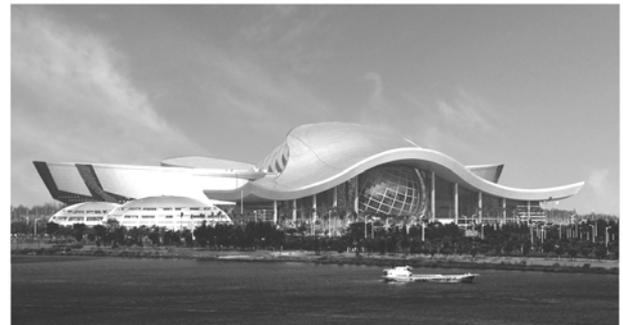
结构抗风设计

□ **风致响应分析：**结合刚性模型风洞试验结果，得出等效静力风荷载的取值标准，利用ANSYS分析模型对结构进行风致响应振动分析。

□ **主站房风致响应分析模型图：**



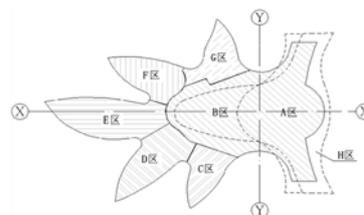
二、广东科学中心巨型框架结构隔震设计与分析



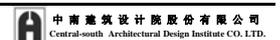
广东科学中心



工程概况

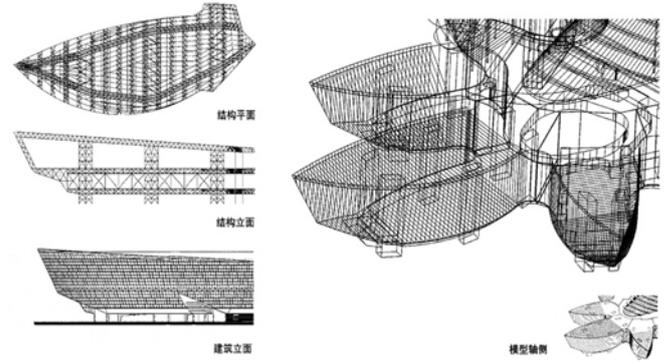
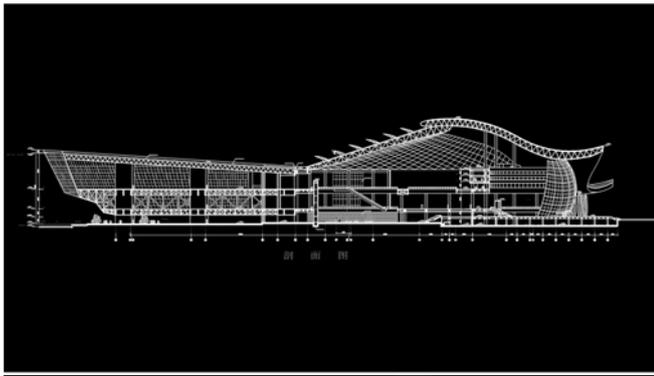


- 主体建筑总长356m，总宽254m，总高64m，建筑面11.5万平米。
- 抗震设防烈度7度，设计基本加速度0.10g。
- 场地土类别为II类。
- 基本风压0.60kN/m²，地面粗糙度类别为B类。



广东科学中心

结构选型与布置

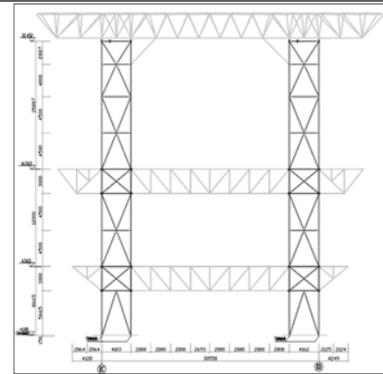
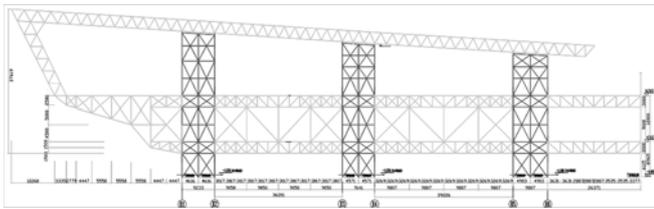


中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

结构选型与布置

结构选型与布置

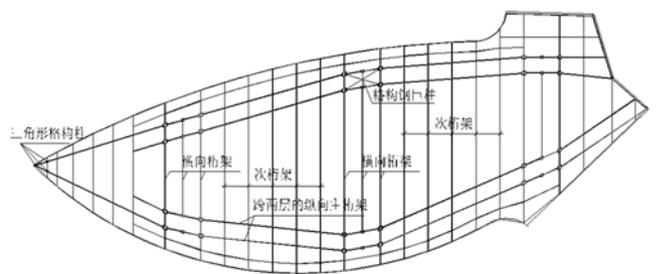
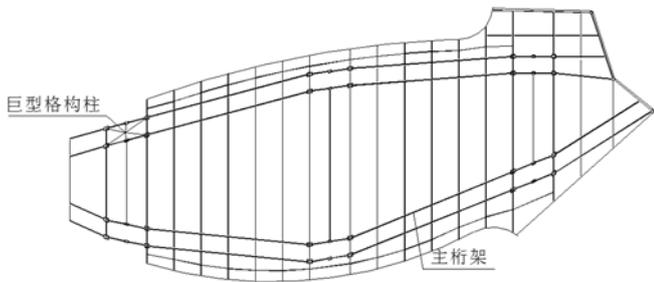


中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

结构选型与布置

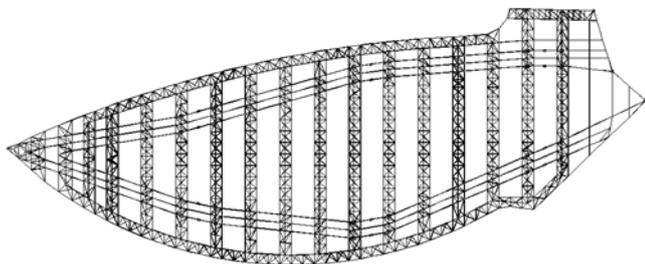
结构选型与布置



中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

结构选型与布置



中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

结构选型与布置



- 纵向巨型桁架+横向桁架与格构式巨柱
- 多层展厅室内无柱大空间（建筑需求）
- 楼层用钢量仅189kg/m²（经济指标）

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

隔震设计目标

□ 本工程抗震设防目标：

- 遭受设防烈度地震时，结构保持弹性，房间内重要展项、设备不受损伤。
- 遭受高于设防烈度地震的罕遇地震时，结构基本完好，不丧失使用功能。
- 采用隔震设计后，E区抗震设防目标比其他部分有了显著提高。

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

隔震体系特性

- 隔震支座应具有足够的竖向承载力。
- 隔震支座具有可变的水平刚度。在强风或微小地震时具有足够大的初始水平刚度，上部结构水平位移很小，不影响正常使用；在中强地震发生时，其水平有效刚度（动刚度）显著降低，隔震层发生较大变形，而上部结构主要为平动，上部结构基本处于弹性状态。
- 隔震支座具有水平自动复位功能。
- 可适当调整阻尼，使隔震层的位移控制在允许范围内，并可耗散地震能量。

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

隔震支座选型

项目	GZY1100	GZY1000	GZY800	GZP500	GZY500*
直径(mm)	1100	1000	800	500	500
总高度(mm)	347	339	325	194	347
橡胶层厚(mm)	6×27	6×27	5×32	4.68×19	6×27
内部钢板厚(mm)	3.1×26	2.8×26	2.8×31	2.5×18	3.1×26
铅芯直径(mm)	220	200	160	无	220
第一形状系数	45.8	41.7	40	24.5	12.1
第二形状系数	6.8	6.2	5	5.5	3.15

- GZY1100是当时国内基础隔震建筑上应用到的最大直径的隔震支座。
- 大型铅芯橡胶抗风支座----GZY500*

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

隔震支座选型



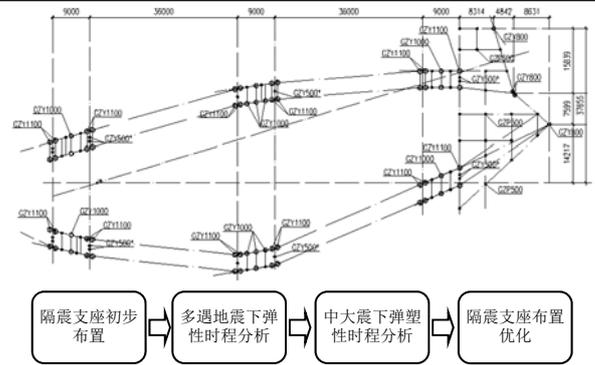
中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

隔震支座选型



中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

隔震支座布置



中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

隔震支座布置

- 隔震支座初步布置。根据支座固接模型计算出的支座竖向反力及风荷载作用下的支座剪力（非抗震计算），按隔震支座竖向承载力、水平抗剪承载力及初始刚度满足要求的原则，选择每个柱下需要的隔震支座及抗风支座的型号和数量。隔震支座及抗风支座布置应遵循刚心与结构质心重合的原则。
- 多遇地震下的弹性时程分析。根据初步布置好隔震支座，建立隔震结构的计算模型，然后根据时程分析计算结果，验算隔震支座竖向抗压承载力和水平抗剪承载力及初始刚度，并对支座型号、数量和布置进行调整，布置时应遵循刚心与结构质心重合的原则。

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

隔震支座布置

- 中大震下的弹塑性时程分析。调整结构计算模型，计算结构在中大震下的地震反应。根据计算结果，对隔震支座和抗风支座的布置进行调整。
- 隔震支座布置的优化：反复试算，对隔震支座和抗风支座的布置进行优化，使隔震效果达到设计目标。

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

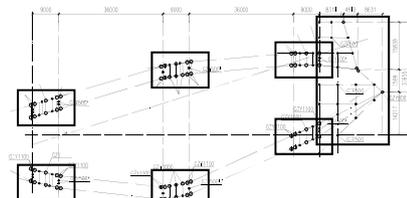
隔震支座布置

隔震支座和抗风支座的布置最终应达到下列要求：

- 支座的竖向压应力满足规范限值要求，控制在10MPa以内。
- 支座在竖向荷载和风荷载组合工况下的抗剪承载力满足规范要求，并保证所有支座的整体弹性恢复力满足规范的规定。同时支座的初始刚度应能抵抗风荷载。
- 支座的刚度中心与质心重合。
- 结构在风荷载和地震作用下的层间位移角满足规范要求。
- 结构的地震反应显著减小，达到设计目标。

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

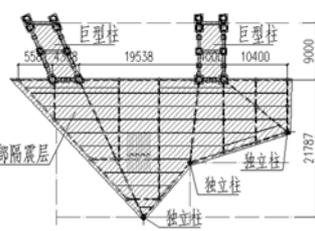
无统一隔震层技术



- 底层柱网为双向超大跨度，难以设置统一的隔震层，每个巨柱下均设有独立的隔震层。
- 从振动台试验和有限元分析得出：在大震作用下，每根巨型柱在各个时间点上的位移基本一致。这表明格构柱自身刚度可保证支座共同工作，不设置隔震层是可行的。

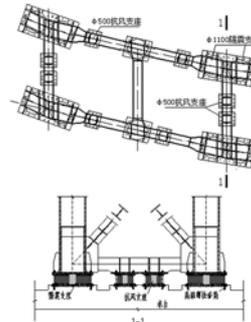
中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

无统一隔震层技术



中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO., LTD.

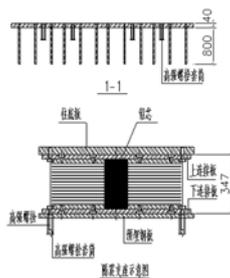
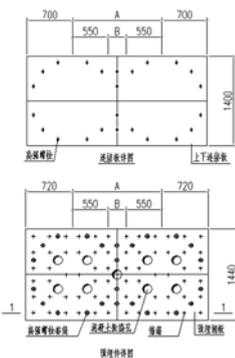
隔震支座连接设计



- 对连接各柱肢的钢梁进行加强设计，增加了连接各柱肢的钢梁
- 在整个格构柱柱底设置了一块完整的300mm厚的现浇钢筋混凝土板
- 隔震支座与混凝土承台预埋件和钢柱柱脚均采用高强螺栓连接

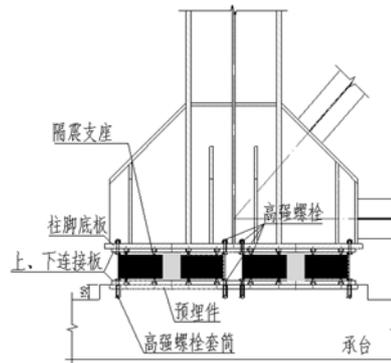
中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO., LTD.

隔震支座连接设计



中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO., LTD.

隔震支座连接设计



中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO., LTD.

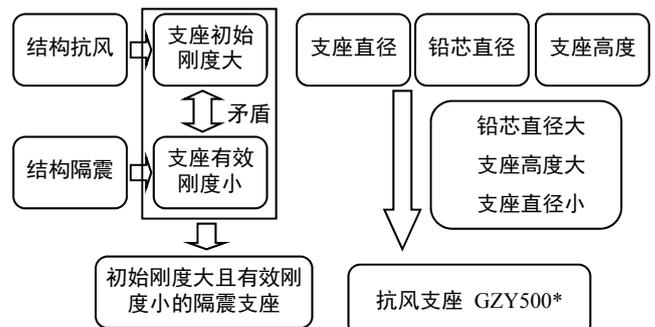
抗风设计

- 工程所处位置的风荷载较大，基本风压达到0.65kN/m²。
- 上部结构为大跨度、大悬挑结构，对风荷载比较敏感
- 设置隔震支座后结构的自振周期与风的长卓越周期较接近，使结构的风振反应明显增强。



中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO., LTD.

抗风设计



中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO., LTD.

抗风设计

型号	支座高度	铅芯直径	屈服后刚度	初始刚度	屈服力	水平剪应变为50%有效刚度K50	水平剪应变为100%		竖向刚度
	H	d	K _d	K ₀	Q _d	kN/mm	有效刚度K100	有效阻尼比	K _v
	mm	mm	kN/mm	kN/mm	kN	kN/mm	kN/mm	%	kN/mm
GZY 800	325	160	1.239	12.39	160	3.243	2.241	26	4104
GZY 1000	339	200	1.912	19.12	250	5.003	3.458	26	6504
GZY 1100	347	220	2.314	23.14	303	6.055	4.184	26.9	8326
GZY 500*	347	220	0.584	23.14	303	4.201	2.454	45	1918
GZP 500	194					0.818	0.818		1606

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

抗风设计



风荷载作用下典型点最大位移(mm)

结构部位	未设置抗风支座			设置抗风支座		
	X	Y	Z	X	Y	Z
船头	13	124	23	7	66	23
基底	5.6	12	0.1	3.5	7.5	0.1

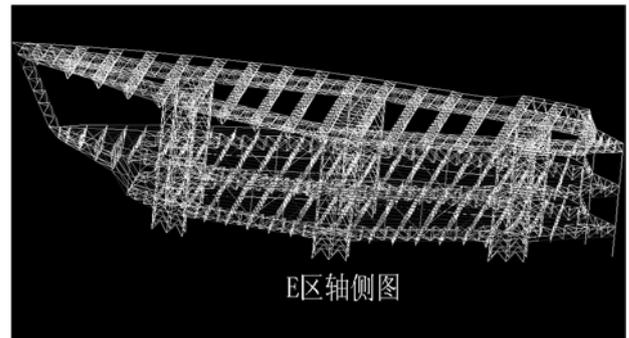
中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

结构分析

- SAP2000
- 隔震支座模型: Bouc-Wen 非线性力学模型
- 地震波: EL-Centro波、Taft波、人工波
- 水平向地震加速度, 小震0.035g、中震0.1g、大震0.22g。

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

结构分析



E区轴侧图

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

结构分析

非隔震结构周期频率表

隔震结构周期频率表

振型号	周期/s	频率 1/s	圆频率 r/s	振型号	周期/s	频率 1/s	圆频率 r/s
1	0.85	1.1762	7.3825	1	1.81	0.5322	3.3443
2	0.71	1.4192	8.849	2	1.70	0.5848	3.6748
3	0.59	1.677	10.55	3	1.49	0.6873	4.3187
4	0.50	1.9744	12.405	4	0.36	2.7222	17.104
5	0.48	2.0732	13.026	5	0.22	4.4217	27.782
6	0.44	2.2699	14.262	6	0.15	6.4849	40.746

中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

结构分析

多遇地震作用非隔震结构各层最大加速度

罕遇地震作用非隔震结构各层最大加速度

楼层号	BGZX		BGZY	
	X	Y	X	Y
3	0.172	0.066	0.062	0.151
2	0.090	0.022	0.025	0.062
1	0.065	0.012	0.017	0.051
0	0.035	0	0	0.035
放大系数	5		4.3	

楼层号	BGZX		BGZY	
	X	Y	X	Y
3	0.982	0.370	0.350	0.850
2	0.510	0.125	0.142	0.490
1	0.370	0.071	0.071	0.328
0	0.220	0	0	0.220
放大系数	5		4.5	

多遇地震作用非隔震结构各层最大加速度

罕遇地震作用非隔震结构各层最大加速度

楼层号	GZX		GZY	
	X	Y	X	Y
3	0.045	0.009	0.009	0.061
2	0.042	0.009	0.009	0.045
1	0.040	0.008	0.009	0.035
0	0.037	0	0	0.035
放大系数	1.3		1.7	

楼层号	GZX		GZY	
	X	Y	X	Y
3	0.091	0.024	0.021	0.110
2	0.088	0.022	0.019	0.090
1	0.080	0.020	0.018	0.084
0	0.078	0.018	0.018	0.082
放大系数	0.46		0.5	

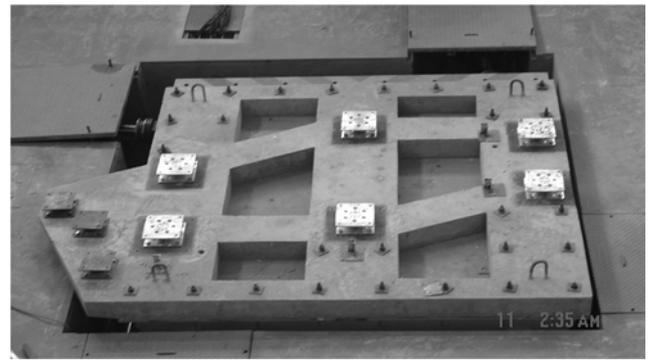
中南建筑设计院股份有限公司
Central-south Architectural Design Institute CO.,LTD.

振动台试验研究

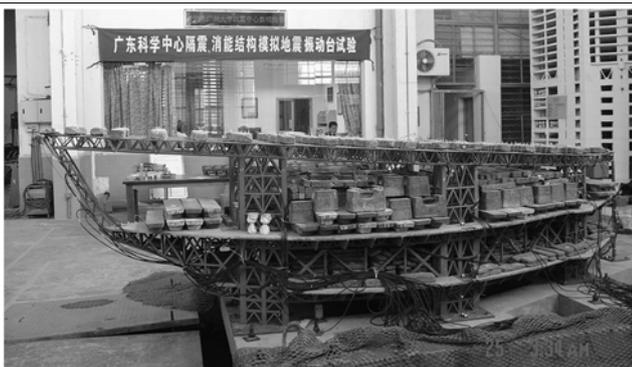
- 广州大学工程抗震研究中心
- 1: 35的钢结构模型
- 测定隔震模型、固接模型在不同试验工况下的动力特性和地震反应



振动台试验研究



振动台试验研究



振动台试验研究

不同模型结构各层最大加速度对比

楼层序号	X向		Y向	
	隔震	固接	隔震	固接
4	0.056	0.393	0.064	0.345
3	0.041	0.268	0.032	0.193
2	0.038	0.192	0.053	0.191
1	0.053	0.000	0.056	0.000
0	0.187	0.187	0.22	0.22
最大加速度放大系数	0.30	2.10	0.29	1.57



结论

- 非隔震结构的自振周期为0.75s,隔震结构的自振周期为1.88 s, 隔震结构的周期为非隔震结构的周期的2.5倍, 采用隔震措施明显延长了结构的自振周期。
- 隔震层上部结构的加速度明显减小, 结构基本处于平动状态, 隔震结构的加速度放大系数在0.291~0.492之间。
- 非隔震结构的加速度随楼层高度增高而增大, 顶层加速度放大系数在1.571~2.735之间。
- 大震下隔震结构加速度放大系数远远小于非隔震结构的放大系数, 隔震效果尤为明显。



结论

- 大铅芯橡胶抗风支座具有初始刚度大而有效刚度小的特点, 有效地解决了抗风与隔震的矛盾。



中国建筑科学研究院
China Academy of Building Research

建研科技股份有限公司
CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.

超高层建筑结构研究进展

——结构刚度问题

CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.

中国建筑科学研究院
China Academy of Building Research

建研科技股份有限公司
CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.

20世纪90年代末，我国高层建筑进入快速发展阶段

➤➤ (1) 超高层建筑数量不断增多、高度大幅增加

Year	Number of Skyscrapers
1998	2
1999	2
2000	2
2001	2
2002	2
2003	2
2004	2
2005	2
2006	2
2007	2
2008	2
2009	2
2010	2
2011	2
2012	16
2013	16
2014	16
2015	16
2016	63

CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.

中国建筑科学研究院
China Academy of Building Research

建研科技股份有限公司
CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.

Year	Height (m)
1998	421
1999	421
2000	421
2001	421
2002	421
2003	421
2004	421
2005	421
2006	421
2007	421
2008	492
2009	492
2010	492
2011	492
2012	492
2013	492
2014	632
2015	632
2016	660

CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.

中国建筑科学研究院
China Academy of Building Research

建研科技股份有限公司
CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.

世界最高100栋建筑中我国大陆所占数量

Year	Percentage
1998	4%
1999	4%
2000	4%
2001	4%
2002	4%
2003	4%
2004	4%
2005	4%
2006	4%
2007	4%
2008	4%
2009	4%
2010	4%
2011	24%
2012	24%
2013	24%
2014	24%
2015	24%
2016	43%

CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.

中国建筑科学研究院
China Academy of Building Research

建研科技股份有限公司
CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.

如何解决节约、高效利用材料问题？

全性？

Year	Building Name	Height (m)	Steel Consumption (m²)
1990	京广中心	208	2
1998	金茂大厦	421	4
2008	上海环球金融中心	492	10
2016	深圳平安金融中心	660	21

CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.

中国建筑科学研究院
China Academy of Building Research

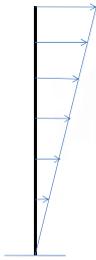
建研科技股份有限公司
CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.

超高层建筑结构的关键

CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.

中国建筑科学研究院
China Academy of Building Research

建研科技股份有限公司
CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.


$$M = \frac{2ql^2}{3}$$
$$\Delta = \frac{11ql^4}{120EI}$$

CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.

中国建筑科学研究院
China Academy of Building Research

建研科技股份有限公司
CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.

出路1: 减小荷载

CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.

中国建筑科学研究院
China Academy of Building Research

建研科技股份有限公司
CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.


$$M = \frac{ql^2}{2}$$
$$\Delta = \frac{ql^4}{8EI}$$

CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.

中国建筑科学研究院
China Academy of Building Research

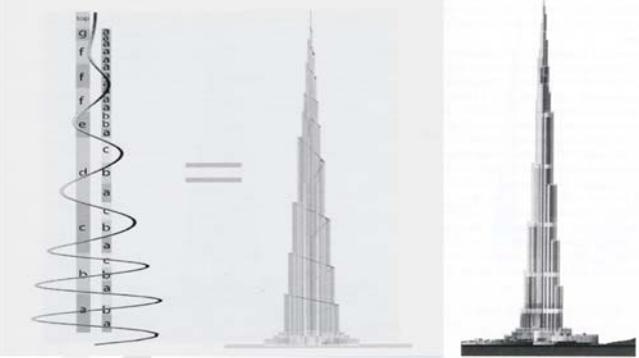
建研科技股份有限公司
CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.



CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.

中国建筑科学研究院
China Academy of Building Research

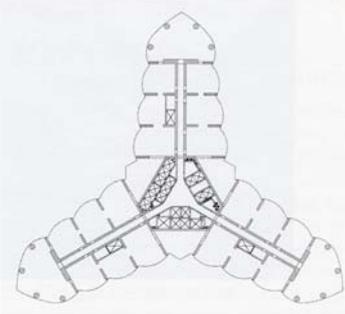
建研科技股份有限公司
CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.



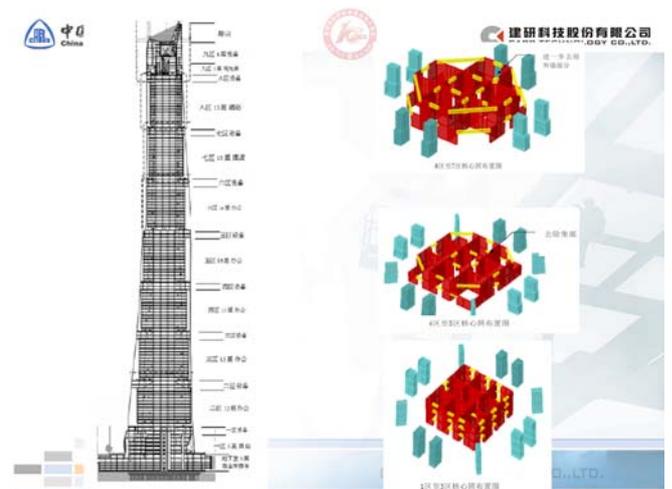
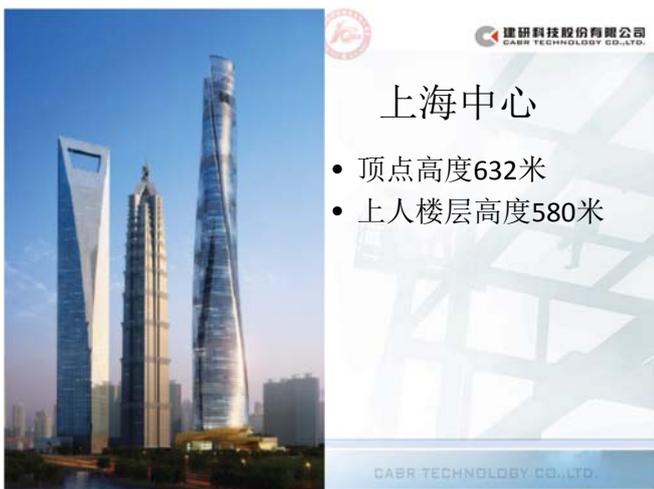
CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.

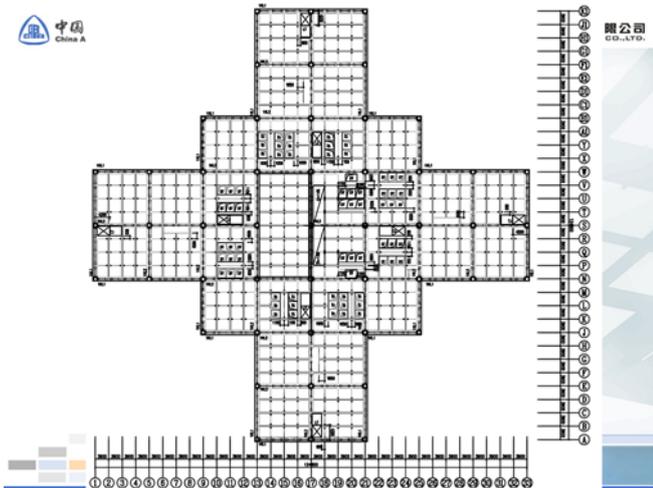
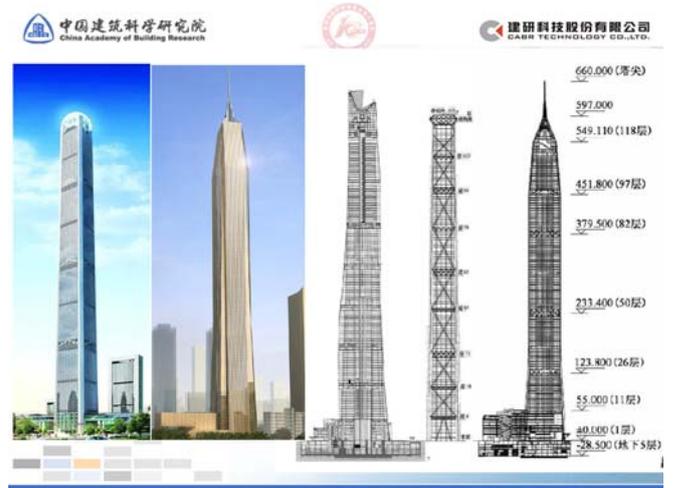
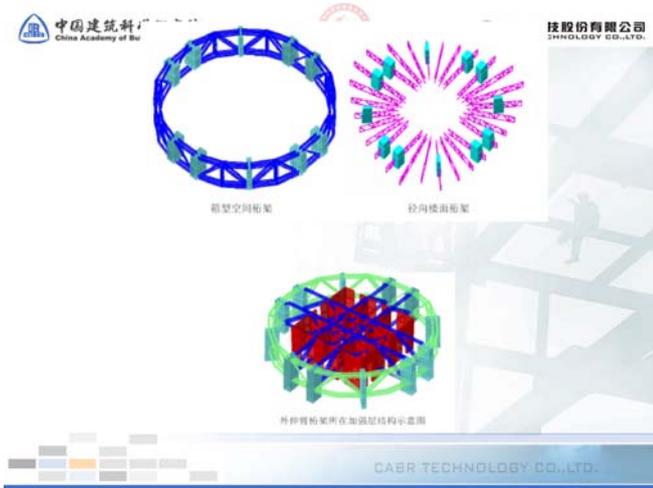
中国建筑科学研究院
China Academy of Building Research

建研科技股份有限公司
CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.



CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.









问题1——整体倾覆
问题2——结构的整体刚度控制
问题3——结构的楼层刚度比

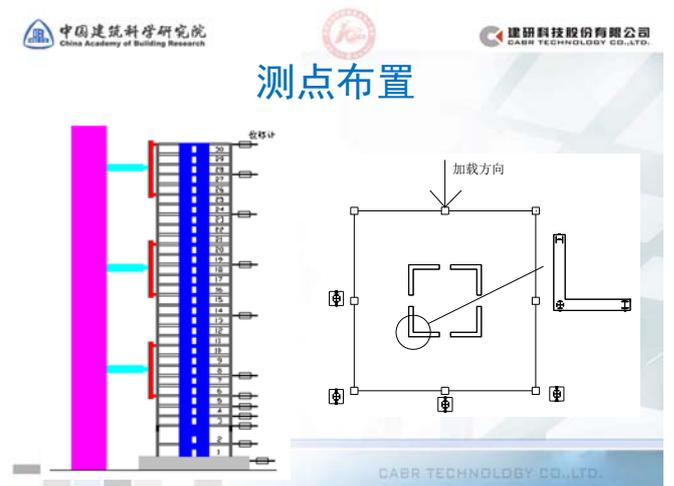
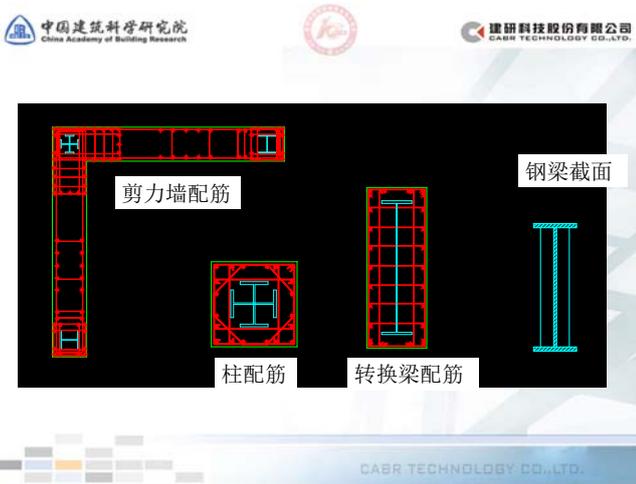
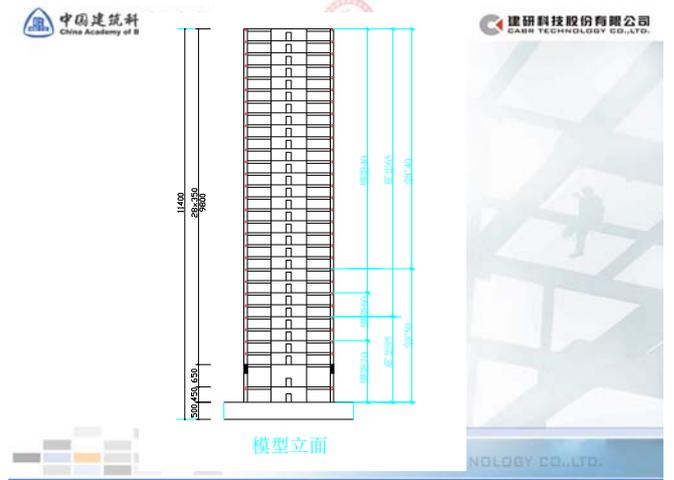
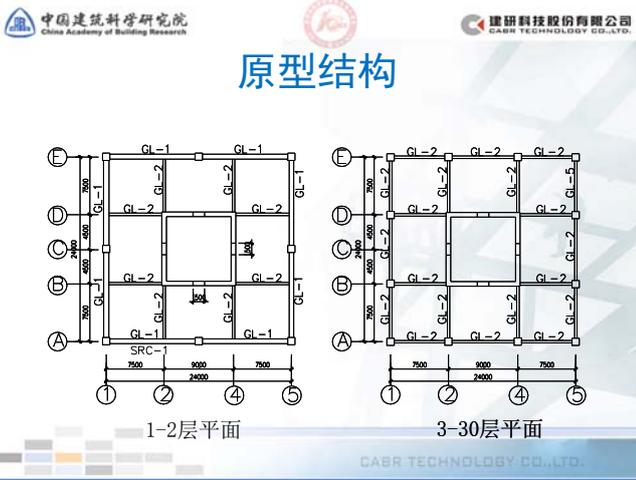
China Academy of Building Research
CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.

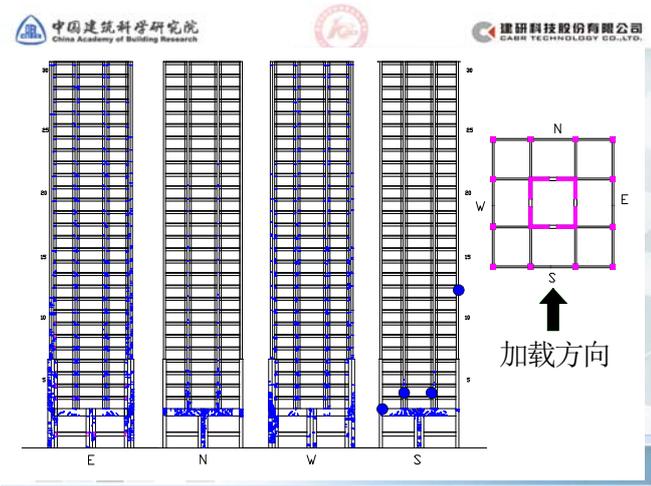
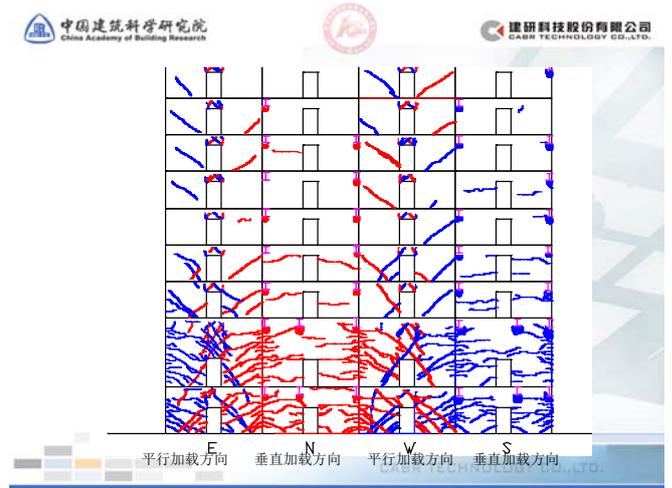
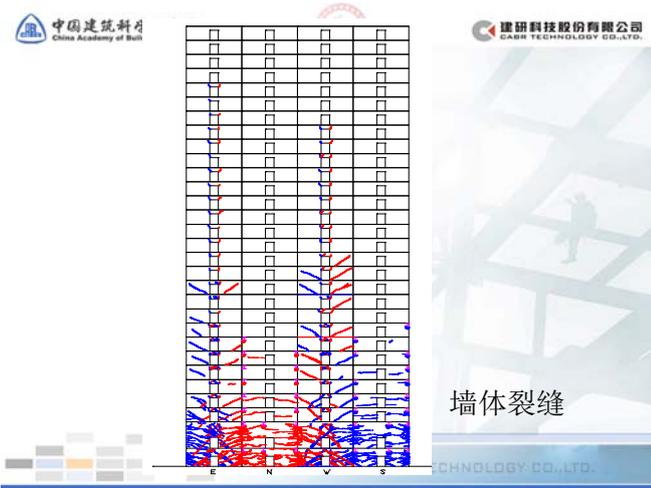
问题1——整体倾覆

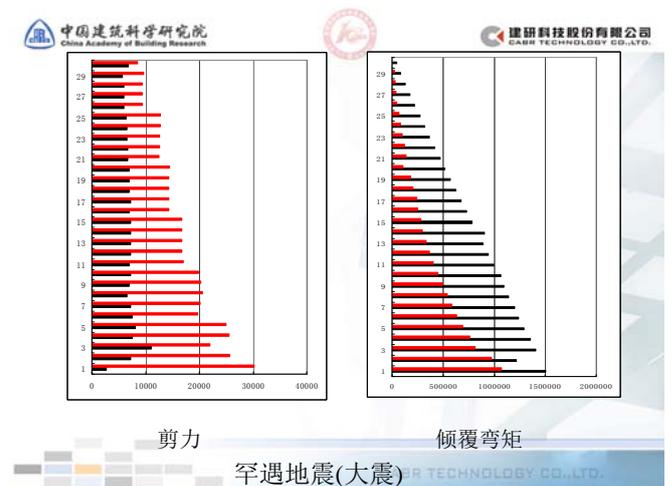
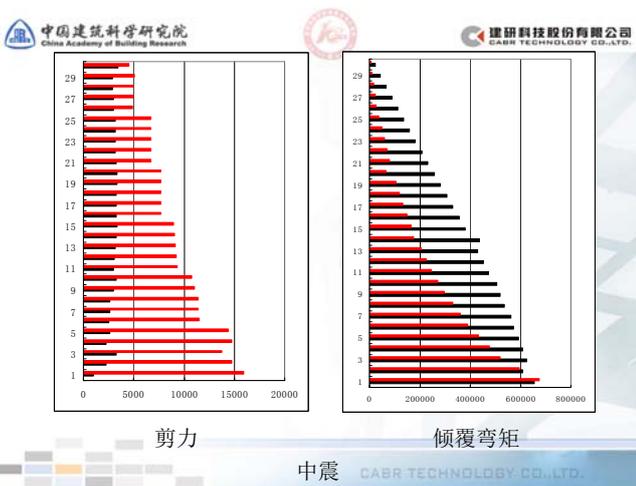
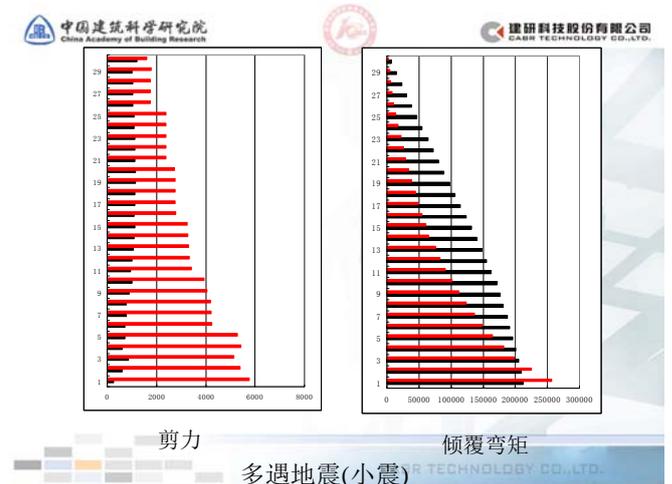
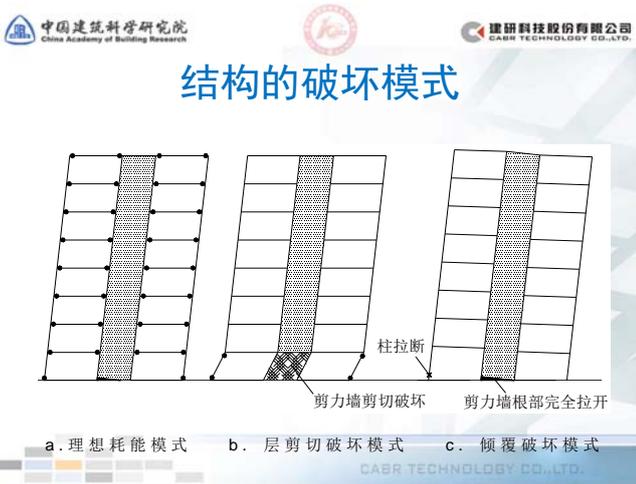
China Academy of Building Research
CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.

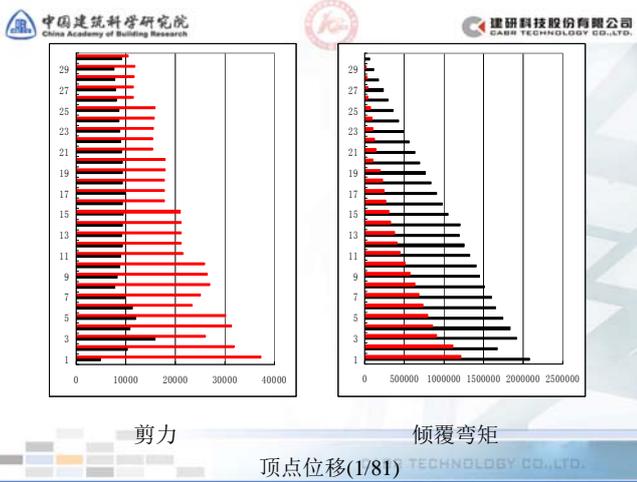
从结构模型试验谈起

China Academy of Building Research
CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.









上部结构抗倾覆设计

- 框架与剪力墙筒体共同承担倾覆力矩
- 结构进入弹塑性状态后框架承担的倾覆力矩急剧上升
- 框架柱在中震下就可能处于受拉状态
- 目前的设计规范对此考虑不足

新的问题

- 剪力墙墙肢拉应力问题
 - 在双向地震作用下，中震标准组合中，出现拉力的构件应采用特一级的构造，拉应力超过混凝土抗拉强度标准值时宜设置型钢；
 - 剪力墙在轴向拉力作用下的平均拉应力不宜超过混凝土抗拉强度标准值的两倍
 - L形、T形墙体可考虑有效翼缘作用，组合剪力墙可考虑墙内型钢的作用

问题2——结构的刚度控制

超高层结构周期控制

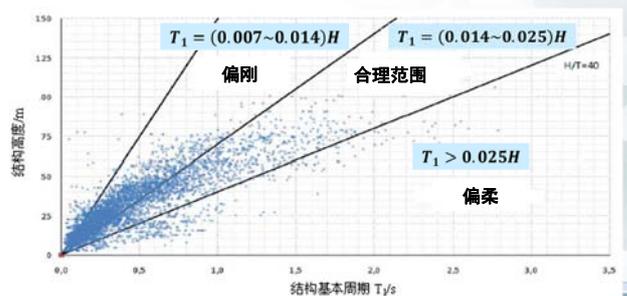
上世纪六七十年代，国内外基本周期统计规律

名称	中国	美国	罗马尼亚	日本
纯框架	0.1n	0.1n	0.08n~0.12n	0.02H~0.03H
剪力墙	0.04n~0.06n	0.04 $\frac{H}{\sqrt{B}}$	0.04n~0.045n	
框架-剪力墙	0.014H	(0.09~0.108) $\frac{H}{\sqrt{B}}$	0.045n~0.075n	(0.07~0.13) $\frac{H}{\sqrt{B}}$

> 美国土木工程协会标准ASCE/SEI 7-10给出了除**纯钢结构**、**混凝土框架结构**之外的高层建筑结构：

$$T_1 = 0.0488c_u H^{0.75} \quad c_u = 1.4 \sim 1.7$$

智利2010年前建成的2622栋建筑结构



已有统计分析：

- 高度较低：大多为50m以下，少量为50m~100m
- 大部分结构基本周期 T_1 与高度或层数呈线性关系
- 各国合理范围有差异：各国的抗震规范的要求不同导致

✓ 我国高层建筑数量不断增多，高度大幅增加
 ✓ 建筑体型与功能日趋复杂

已有自振周期统计规律的合理性和精度将显著下降

年份	数量
1998	226
1999	280
2000	338
2001	384
2002	438
2003	528
2004	568
2005	645
2006	685
2007	826
2008	891
2009	945
2010	1000
2011	1000
2012	1050

我国现有高层自振周期分布规律

上世纪80年代至今我国已建或已通过超限审查的414栋高层建筑为数据源

- 结构高度：超过50m，且包含绝大部分300m以上建筑
- 建筑结构：钢筋混凝土结构或混合结构，**不包含纯钢结构**
- 结构形式：剪力墙、框架-剪力墙、框架-核心筒等，**不包含框架结构**

414栋高层建筑

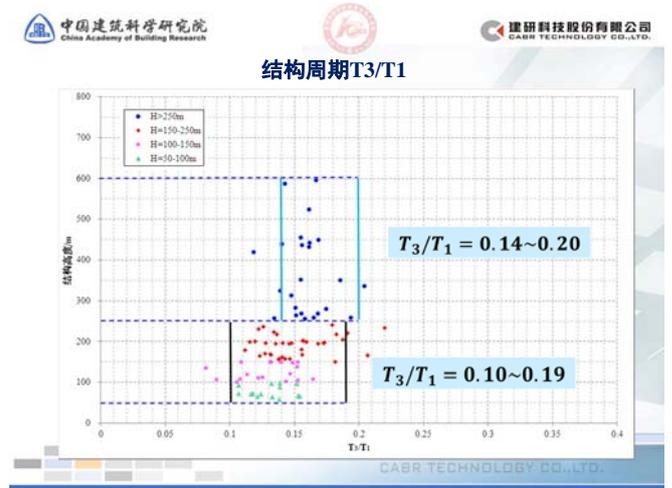
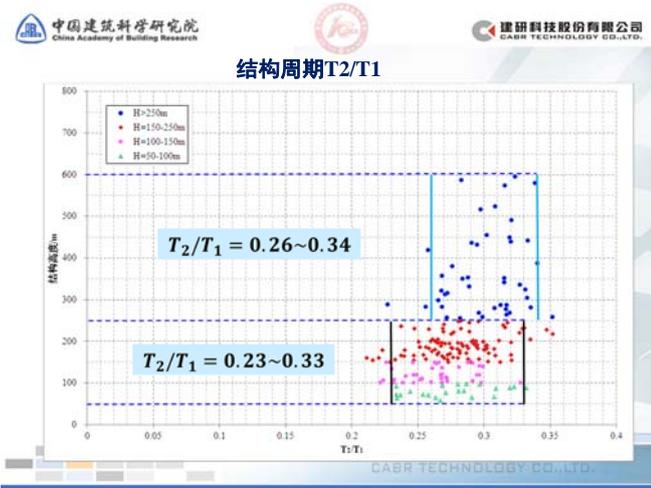
高度范围	栋数
250m以上	56
150~250m	169
100~150m	90
50~100m	99

结构基本周期 T_1

$T_1 = (0.3 \sim 0.4)\sqrt{H}$
 $T_1 = (0.25 \sim 0.4)\sqrt{H}$
 $T_1 = (0.2 \sim 0.35)\sqrt{H}$
 $T_1 = (0.15 \sim 0.3)\sqrt{H}$

结构二阶周期 T_2

$T_2 = (0.08 \sim 0.12)\sqrt{H}$
 $T_2 = (0.065 \sim 0.12)\sqrt{H}$
 $T_2 = (0.05 \sim 0.1)\sqrt{H}$
 $T_2 = (0.035 \sim 0.08)\sqrt{H}$



高层自振周期与结构高度关系及控制

1、基本周期T1

- 250m以上: $(0.3\sim0.4)\sqrt{H}$, $0.35\sqrt{H}$ 左右
- 150m~250m: $(0.25\sim0.4)\sqrt{H}$, $0.33\sqrt{H}$ 左右
- 100m~150m: $(0.2\sim0.35)\sqrt{H}$, $0.28\sqrt{H}$ 左右
- 50m~100m: $(0.15\sim0.3)\sqrt{H}$, $0.23\sqrt{H}$ 左右
- 50m以下: 建议采用原有的合理分布范围即可, 即 $(0.014\sim0.025)H$ 或 $(0.04\sim0.075)n$, 如果采用高度平方根表示, 则为 $(0.08\sim0.15)\sqrt{H}$

2、二阶周期T2

- 250m以上: $(0.26\sim0.34)T1$
- 50m~250m: $(0.23\sim0.33)T1$
- 总体均值: $0.28T1$

3、三阶周期T3

- 250m以上: $(0.14\sim0.20)T1$
- 50m~250m: $(0.12\sim0.19)T1$
- 总体均值: $0.15T1$

高层建筑结构自振周期控制

- 基本周期T1超过 $0.4\sqrt{H}$ 时, 结构偏柔
- 基本周期T1接近 $0.45\sqrt{H}$ 时, 结构过柔, 建议予以控制

问题3——结构的楼层刚度比

刚度比控制

- 框架结构

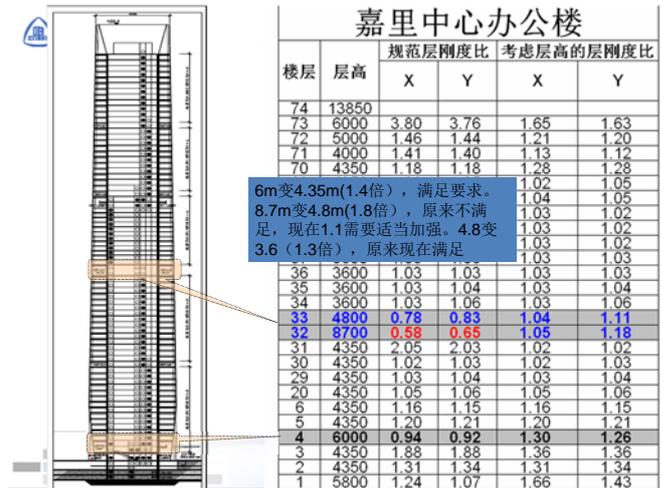
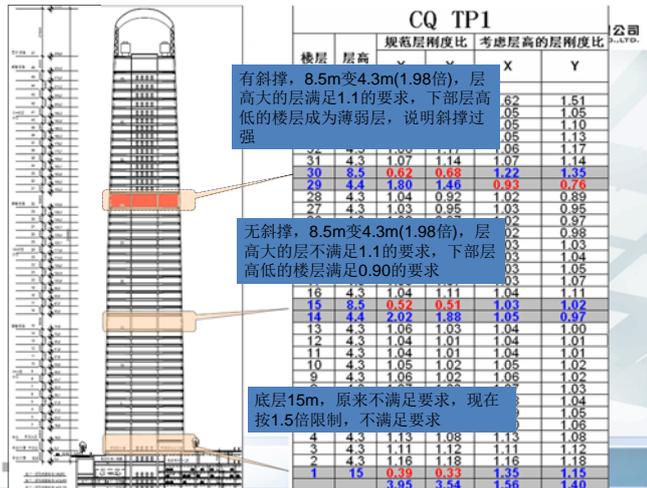
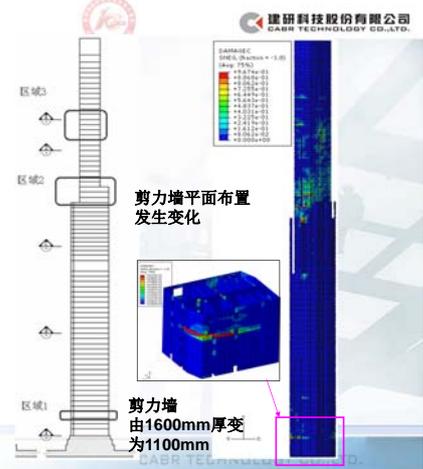
$$\gamma_1 = \frac{V_i \Delta_{i+1}}{V_{i+1} \Delta_i}$$

- 带剪力墙的结构

$$\gamma_2 = \frac{V_i \Delta_{i+1}}{V_{i+1} \Delta_i} \frac{h_i}{h_{i+1}}$$



天津嘉里中心办公楼

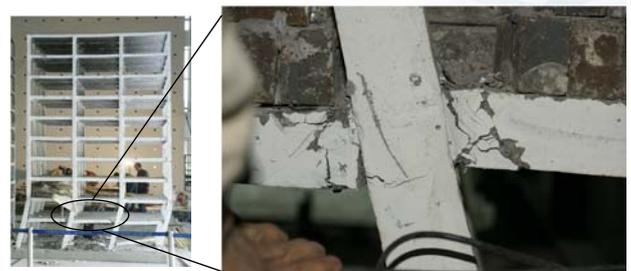


框架结构层刚度变化试验研究



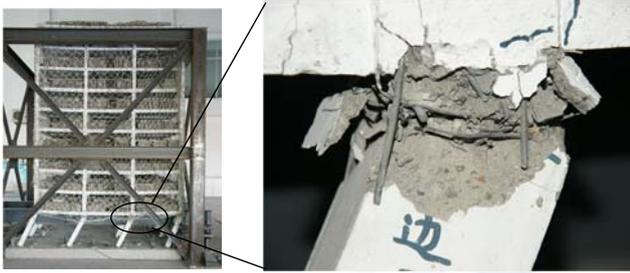
	模型1	模型2	模型3
标准层层高	3.6m	3.6m	3.6m
底层层高	5.4m	6.8m	7.8m
侧向刚度比	0.87	0.52	0.49

模型1破坏情况——理想模式





模型2破坏情况——薄弱处模式



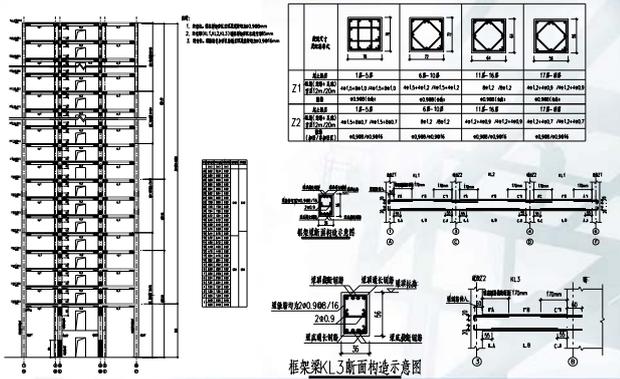
CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.



模型3破坏情况——脆性破坏



CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.



框架梁L3断面构造示意图

CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.



首层层高12m模型结构
首层与二层的刚度比: 1.54

首层层高20m模型结构
首层与二层的刚度比: 1.36

CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.



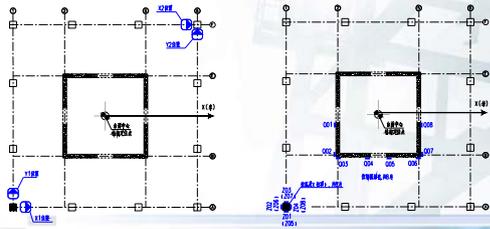
试验方案

配重:

首层层高12m模型结构总重为54.70吨, 其中配重约: 45.4吨

首层层高20m模型结构总重为52.5吨, 其中配重约: 43.5吨

测点:

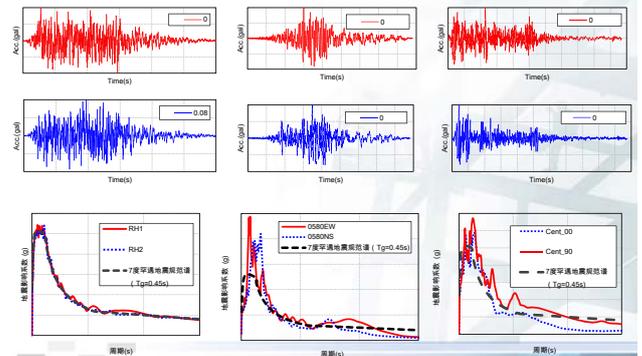


加速度计

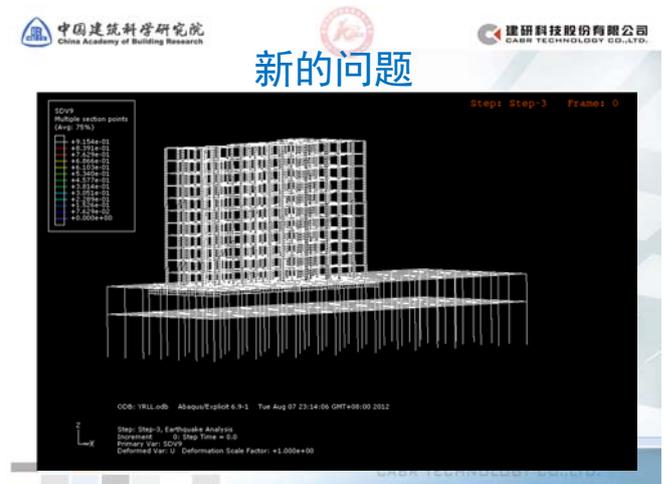
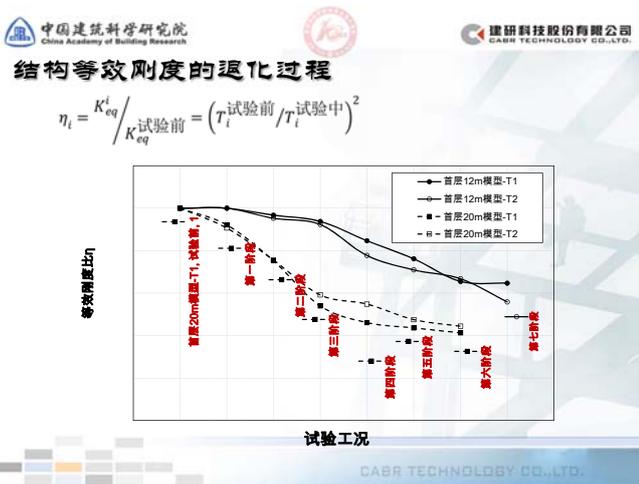
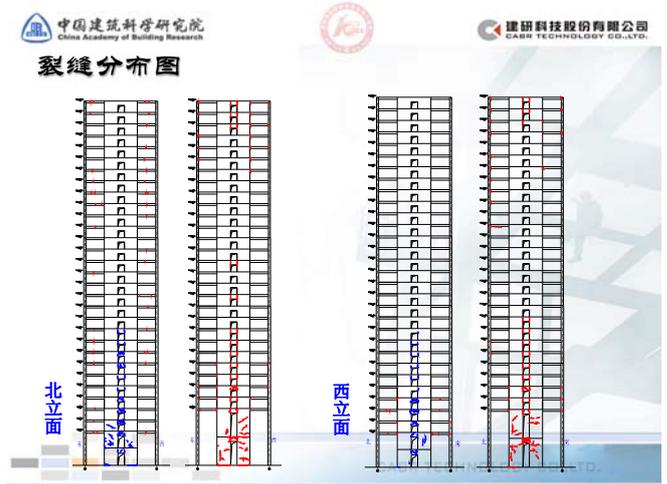
CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.



试验方案



CABR TECHNOLOGY CO.,LTD.





岩土及地下工程数值分析的一些讨论

宋二祥
清华大学土木工程系
2014年10月



报告提纲

- 工程问题数值分析的必要及可能
- 工程问题数值分析过程及可能的误差
- 岩土工程数值分析中几个问题的讨论
 - 计算范围及边界
 - 二维还是三维
 - 施工过程模拟
 - 单元类型的选择
 - 土体性质的考虑及模拟
 - 非饱和土性质的考虑
 - 地下水压的考虑
 - 安全系数定义及计算
- 结束语

2



数值分析的必要和可能

- 目前我国建设规模很大，很多大型复杂工程问题需解决
- 此类大型复杂工程，仅依靠基于以往经验的简化计算方法无法解决，需进行数值分析




3



数值分析的必要和可能

- 有些规范也提出此要求，有些单位投标也注意进行数值计算
- 但也有专家对数值计算持否定态度，因为不恰当的数值计算破坏了数值计算的声誉

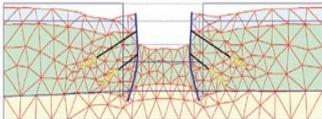


4



数值分析的必要和可能

- 太沙基讲，岩土工程是一门艺术，是半理论、半经验的，有其合理性，特别是在过去。但我们不能一直停留在太沙基时代。
- 有关理论、方法、计算硬件及软件都在发展，发达国家数值计算用得已较多（比如，荷兰人研发的Plaxis就是工程部门支持下搞的）



5



数值分析的必要和可能

- 本人认为：不可否定数值计算，问题是如何计算。
- 可靠的数值分析需要我们对工程、计算理论及方法、对软件都有足够的了解。

6

报告提纲

- 工程问题数值分析的必要及可能
- 工程问题数值分析过程及可能的误差
- 岩土工程数值分析中几个问题的讨论
 - 计算范围及边界
 - 二维还是三维
 - 施工过程模拟
 - 单元类型的选择
 - 土体性质的考虑及模拟
 - 非饱和土性质的考虑
 - 地下水压的考虑
 - 安全系数定义及计算
- 结束语

7

数值分析过程及可能的误差

- 步一：对给定实际工程进行分析，提出概念模型（建造过程、受力体系，二维还是三维，等）；
- 步二：对问题进行数学描述，建立数学模型（土体、结构各自的几何、物理及平衡方程，相互间的变形协调方程，边界及初始条件等）；
- 步三：建立数值模型（FDM、FEM、MPM等，网格，截断边界，单元类型，求解方法等）；
- 步四：编程或选定软件进行计算，给出计算结果

(Brinkgreve and Engin, 2013)

8

数值分析过程及可能的误差

- 上述每步均可能有误差甚至错误，用现成软件计算时往往粗知软件功能后，直接从工程到数值模型，中间过程思考不细，产生偏差的可能更大。
- NAFEMS Geotechnical Committee的报告 (Brinkgreve, 2013) 列出可能出现偏差的6个方面（简化，数值模型，本构，土性及荷载的不确定性，软硬件，结果整理）

9

数值分析过程及可能的误差

- 对于使用商用软件计算的情形，责任分软件商和用户两方面
 - 软件商：保证软件所用理论、方法先进可靠，程序编制无误，正确实现拟定功能，并方便使用；
 - 用户：正确提出数学模型，正确使用软件建模计算，整理结果
- 因此要求软件使用者对工程、计算理论及方法、对软件都有足够的了解。

10

报告提纲

- 工程问题数值分析的必要及可能
- 工程问题数值分析过程及可能的误差
- 岩土工程数值分析中几个问题的讨论
 - 计算范围及边界
 - 二维还是三维
 - 施工过程模拟
 - 单元类型的选择
 - 土体性质的考虑及模拟
 - 非饱和土性质的考虑
 - 地下水压的考虑
 - 安全系数定义及计算
- 结束语

11

计算范围及边界

- 计算范围即计算网格大小，据问题特点及所关心的计算结果
- 静力问题：网格适当大即可，特别是极限状态分析
- 网格大小要以问题本身之内某一尺寸来度量（以基坑为例）
- 动力分析，特别是小振幅振动问题，需要很大的网格或采用特殊人工边界

(李鹏、宋二祥, 2013)

12

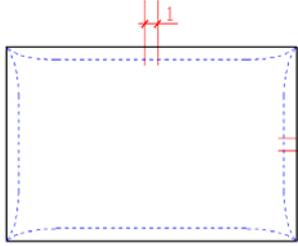
报告提纲

- 工程问题数值分析的必要及可能
- 工程问题数值分析过程及可能的误差
- 岩土工程数值分析中几个问题的讨论
 - 计算范围及边界
 - 二维还是三维
 - 施工过程模拟
 - 单元类型的选择
 - 土体性质的考虑及模拟
 - 地下水压的考虑
 - 安全系数定义及计算
- 结束语

13

二维还是三维

- 一般近似按二维平面问题计算，但有些情况下有必要考虑空间作用，按三维计算（如隧道施工中掌子面的稳定、基坑角区等）
- 以基坑为例，严格说平面模型仅适用于基坑直边中段，且地层及支护均匀的情况

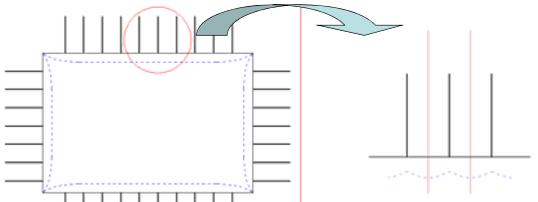


(宋二祥等, 2004)

14

二维还是三维

- 空间作用可分为：
 - 整体空间作用—较宏观的部位间有差异，如阳角、阴角，斜撑、不均匀支撑等
 - 局部空间作用—较细观的部位间有差异，如桩锚支护，土钉支护



15

二维还是三维

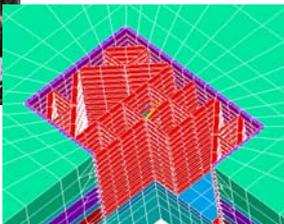
- 角区影响的范围要用坑深来衡量（1—2倍坑深），随坑深与边长之比增大，角区影响范围增大。
- 有时看到如下说法：基坑平面接近正方形，故需按三维计算；基坑平面狭长，故可按平面分析。欠准确。
- 例：润扬大桥北锚特深基坑

16

二维还是三维



基坑平面69m×50m
坑深近50m

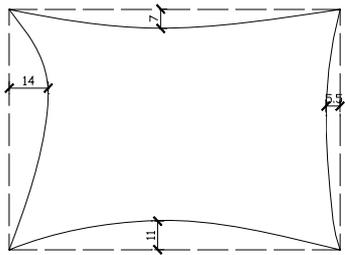


17

二维还是三维

润扬大桥北锚特深基坑的坑口实测变形：

空间作用十分显著。
不考虑空间作用，设计会过于保守。

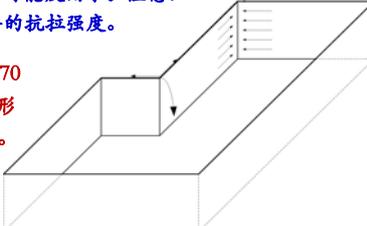


18

二维还是三维

角区影响

- 阴角有利。但基坑边长与坑深比很大时，可不考虑阴角作用，偏于安全。
- 阳角一般不利。但有帽梁、腰梁时，因其抗拉作用，变形可能反而小。注意：此时要考虑这些杆件的抗拉强度。
- 但坡度小于大约70度时，阳角有利。圆形凸坡较长直坡稳定。
(赵衡、宋二祥, 2011)



二维还是三维

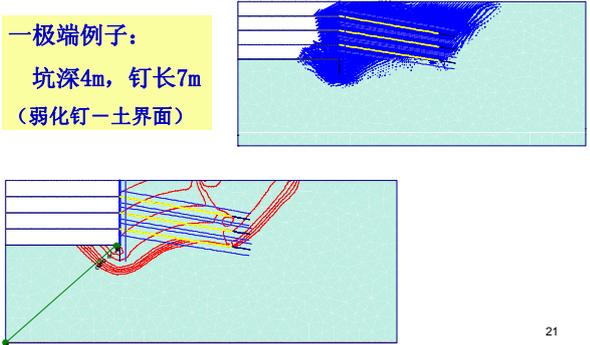
土钉支护计算中局部空间作用的考虑

- 工作状态下的分析可近似按平面问题
- 极限分析需考虑局部空间作用，否则难以算出土钉拔出破坏

20

二维还是三维

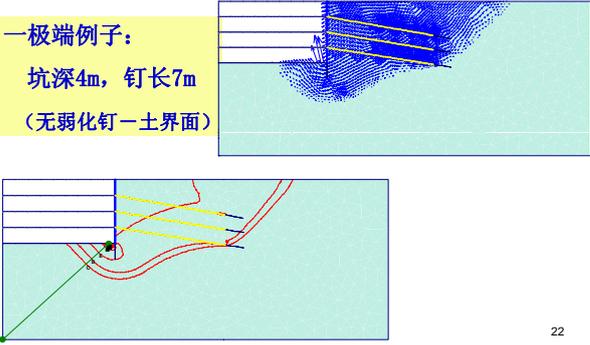
一极端例子：
坑深4m，钉长7m
(弱化钉-土界面)



21

二维还是三维

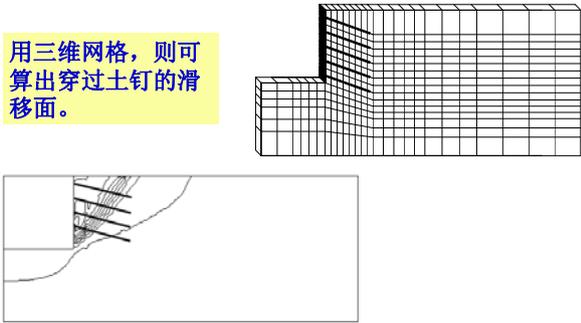
一极端例子：
坑深4m，钉长7m
(无弱化钉-土界面)



22

二维还是三维

用三维网格，则可算出穿过土钉的滑移面。



23

报告提纲

- 工程问题数值分析的必要及可能
- 工程问题数值分析过程及可能的误差
- 岩土工程数值分析中几个问题的讨论
 - 计算范围及边界
 - 二维还是三维
 - 施工过程模拟
 - 单元类型的选择
 - 土体性质的考虑及模拟
 - 非饱和土性质的考虑
 - 地下水压的考虑
 - 安全系数定义及计算
- 结束语

24

施工过程的模拟

- 基坑支护的荷载主要是土水压力，这荷载在支护形成过程中便起作用，故有必要模拟其施工过程
- 即使材料性质线弹性，开挖、建造意味着体系性质在变，是非线性问题

25

施工过程的模拟

- 开挖荷载计算：在当前拟开挖步完成后处于启动的网格上做如下计算

$$\{ \bar{F} \} = \{ F \} - \int_V [B]^T \{ \sigma \} dV$$

26

施工过程的模拟

- 在当前拟开挖步完成后处于启动的网格上做计算的方法，对开挖、建造均适用；
- 在拟挖除土体上做上述计算也可以，但对开挖与建造的编程不统一；
- 有研究者认为上计算精度不够，对其改进，似不必要，因这计算精度与其余部分已匹配。

27

报告提纲

- 工程问题数值分析的必要及可能
- 工程问题数值分析过程及可能的误差
- 岩土工程数值分析中几个问题的讨论
 - 计算范围及边界
 - 二维还是三维
 - 施工过程模拟
 - 单元类型的选择
 - 土体性质的考虑及模拟
 - 非饱和土性质的考虑
 - 地下水压的考虑
 - 安全系数定义及计算
- 结束语

28

有限单元类型选择

- 对土工结构进行极限状态分析时，或对饱和土进行不排水条件下的计算分析时，采用过低阶单元会发生网格闭锁
- 闭锁原因：不排水情况见图（此为极端情况，一般实际现象是精度很差）

29

有限单元类型选择

- 对可压缩土，进入塑性阶段后，因剪胀角给定，与不可压缩材料类似。
- 完全积分的3结点三角形以及4、8和9结点四边形单元不能给出精确的破坏荷载

30

报告提纲

- 工程问题数值分析的必要及可能
- 工程问题数值分析过程及可能的误差
- 岩土工程数值分析中几个问题的讨论
 - 计算范围及边界
 - 二维还是三维
 - 施工过程模拟
 - 单元类型的选择
 - 土体性质的考虑及模拟
 - 非饱和土性质的考虑
 - 地下水压的考虑
 - 安全系数定义及计算
- 结束语

31

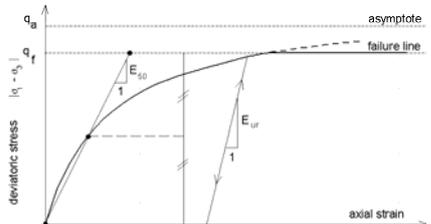
土体性质的考虑及模拟

- 土的性质极为复杂：
 - 岩石颗粒沉积而成，与连续体有差异（应采用离散元分析，但尚未到实用水平）；
 - 多相性：对饱和土要采用有效应力原理，强度指标分不同排水条件；非饱和土基质吸力随含水量变化
 - 摩擦特性：强度与正应力水平有关
 - 压硬性：模量与压应力水平、深度有关
 - 非线性：求解困难；应考虑应力历史
 - 各向异性，应力路径相关性，等等

32

土体性质的考虑及模拟

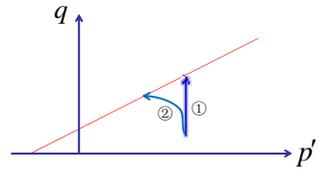
- 很难构造一很好反映土体在各种条件下性质的本构模型，只能根据分析对象选用较适合的模型及参数
- 本构模型与参数是对应的，参数一般都是模型参数。例如，用理想弹性模型，则需用模量 E_{50}



33

土体性质的考虑及模拟

- 要注意任一本构模型的可能性及局限性，比如MC本构+有效应力法进行不排水计算，对NC土一般会给出偏高的强度。

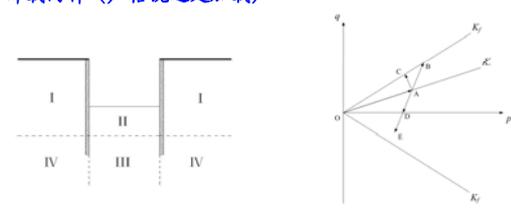


34

开挖问题中本构模型选择

- 开挖问题中的典型应力路径

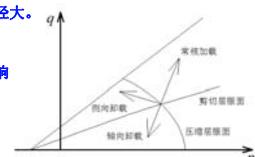
图中各区不尽相同，但主要是坑底竖向卸载、坑壁侧向卸载两种（严格说还是加载）



35

开挖问题中本构模型选择

- 不同应力路径下土的特性
 - 侧向卸载（Ladd、Nakai、宰金珉，等）
 - ✓ 变形模量：侧向卸载模量是常规加载模量1-2倍；
 - ✓ 强度参数：有效应力指标与常规加载路径差别不大。
 - 轴向卸载（Green、Robert、杜修力、刘国彬，等）
 - ✓ 变形模量：轴向卸载模量是常规加载模量的2-5倍；
 - ✓ 强度参数：有效应力指标比常规加载路径大。
- 应力路径的影响
 - ✓ 对强度指标影响不大，但破坏形态有影响
 - ✓ 对变形特性影响明显



36

开挖问题中本构模型选择

- 线弹性模型：远不符合要求
- Mohr-Coulomb模型
 - 能较好计算土的破坏；
 - 不能较好考虑非线性、压硬性、应力路径相关性
- Hardening Soil Model (PLAXIS)
 - 综合了DC模型与一般弹塑性模型的思想
 - 能较好考虑非线性、压硬性、加卸载模量差异等
 - 能考虑开挖问题中主要应力路径的差异

Hardening Soil Model

- 考虑较低应力水平下土即有非线性

The graph shows deviatoric stress $|\sigma_1 - \sigma_3|$ on the y-axis and axial strain ϵ_1 on the x-axis. It illustrates a non-linear loading curve that approaches an asymptote and a failure line. Key points include q_s , q_r , and E_{50} . Unloading and reloading paths are shown with modulus E_{ur} .

Hardening Soil Model

- 剪切硬化、压缩硬化

The left graph shows deviatoric stress $|\sigma_1 - \sigma_3|$ vs Mean effective stress, illustrating shear hardening with a Mohr-Coulomb failure line. The right graph shows $-\sigma_1$ vs ϵ_1 , illustrating compression hardening with a curve and modulus E_{oed} .

Hardening Soil Model

- 相应的屈服面

The 3D plot shows the yield surface in the $-\sigma_1, -\sigma_2, -\sigma_3$ space. The 2D plot shows the elastic region in the p, q plane, bounded by q_i , ap_p , p_p , and $c \cot \phi$.

Hardening Soil Model

- 加、卸载模量均与压应力大小有关

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cot \phi - \sigma'_3}{c \cot \phi + p^{ref}} \right)^m \quad E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cot \phi - \sigma'_3 / K_0^{nc}}{c \cot \phi + p^{ref}} \right)^m$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cot \phi - \sigma'_3}{c \cot \phi + p^{ref}} \right)^m$$

- 卸载模量大于加载模量，一般可用3-5倍

Hardening Soil Model

- 加、卸载模量有关参数

E_{50}^{ref} E_{oed}^{ref} E_{ur}^{ref} v_{ur} m

E_{50}^{ref} 可参照MC模型取值

E_{oed}^{ref} 可近似取 E_{50}^{ref}

E_{ur}^{ref} 可近似取 $3 E_{50}^{ref}$

v_{ur} 可近似取 0.2 , m 一般在 $0.5-1.0$ 间。

Hardening Soil Model

- 强度相关参数 (摩擦角、剪胀角有硬化)

$$c \quad \varphi \quad \psi \quad R_f$$

前3个与MC模型同样取值, R_f 可取0.9.
- 初始应力状态有关参数

$$K_0^{nc} \quad \text{OCR (或POP)}$$

$$K_0^{nc} = 1 - \sin \varphi$$

43

开挖模拟中本构模型性能比较

- 与Toyoura sand三种应力路径试验结果对比 (宋广, 2012)

$\sigma'_{vm}/\sigma'_{vm0}$	E_{50}^{sw}/E_{50}	E_{sw}^{sw}/E_{sw}	E_{ur}^{sw}/E_{ur}	c/σ'_{vm0}	φ/σ'_{vm0}	ψ/σ'_{vm0}	m_1	m_2
54.6%	37.7%	37.7%	113.1%	0%	38.4%	2.4%	0.55%	0.2%

Hardening Soil Model 用同一套参数可以较好模拟三种不同应力路径下的试验结果

开挖模拟中本构模型性能比较

- 基坑开挖模拟情况对比: 坑深8m, 悬臂桩长16m (宋广, 2012)

土型	γ (kN/m ³)	c (kPa)	φ (°)	ψ (°)	E_{50}^{sw} (MPa)	E_{sw}^{sw} (MPa)	E_{ur}^{sw} (MPa)	m_1
粘土	20	1	38	8	30.0	30.0	120.0	0.55

计算的变形、桩身弯矩差异明显, HSM相对最合理

开挖模拟中本构模型性能比较

- 简单采用MC模型对土钉支护进行计算得出的结果明显错误

美国双圈第一社工程案例

土体性质的考虑及模拟

- 小应变刚度特性及在某些情况下考虑的必要性

土体模量随应力水平的变化 (Atkinson & Salfors, 1991)

考虑小应变刚度时仅需增加两个参数: G_0 、 $\gamma_{0.7}$, 另外在计算时记录应变路径变化

47

土体性质的考虑及模拟

- 计算土体在多次反复荷载下的变形时, 需采用能够模拟反复荷载下土体塑性变形积累的本构模型, 如变截面模型

48

土体性质的考虑及模拟

- 对主应力偏转为主的应力路径，应采用基于非共轴理论的本构模型

翟伟, 2008 (清华大学博士论文)

土体性质的考虑及模拟

- 对主应力偏转为主的应力路径，应采用基于非共轴理论的本构模型

Test 1: Without stress rotation; Test 2: With stress rotation

报告提纲

- 工程问题数值分析的必要及可能
- 工程问题数值分析过程及可能的误差
- 岩土工程数值分析中几个问题的讨论
 - 计算范围及边界
 - 二维还是三维
 - 施工过程模拟
 - 单元类型的选择
 - 土体性质的模拟
 - 非饱和土性质的考虑
 - 地下水压的考虑
 - 安全系数定义及计算
- 结束语

非饱和土性质的考虑

- 土体孔隙中非饱和含水时，存在基质吸力，需要考虑
- 非饱和土强度理论主要有两种：
 - Bishop理论—定义有效应力后，其余同饱和土

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u_a \delta_{ij} + \chi(u_a - u_w) \delta_{ij} \quad \tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$$
 - Fredlund理论

$$\tau_f = c' + (\sigma - \sigma_a) \tan \phi' + (\sigma_a - \sigma_w) \tan \phi_b$$
 - Plaxis中采用Bishop理论
- 非饱和土中渗流：仍服从达西定律，但渗透系数减小随饱和度减小而减小

非饱和土性质的考虑

- 用Plaxis计算降雨入渗情况下土坡稳定安全系数 (孔德曼等, 2014)

报告提纲

- 工程问题数值分析的必要及可能
- 工程问题数值分析过程及可能的误差
- 岩土工程数值分析中几个问题的讨论
 - 计算范围及边界
 - 二维还是三维
 - 施工过程模拟
 - 单元类型的选择
 - 土体性质的模拟
 - 非饱和土性质的考虑
 - 地下水压的考虑
 - 安全系数定义及计算
- 结束语

地下水压的考虑

- 用有效强度指标时，水土分算，理论依据充分，但有效应力强度参数较难获得
- 用总应力强度指标时，这总应力强度指标中仅含超静水压的影响，由水位分布决定的水压仍需单独考虑
- 要区分两类水压—超静水压与静水压，后者在任何情况下均需单独考虑

55

地下水压的考虑

- 有限元分析时，方程应写为

$$\int_V [B]^T \{\sigma\} dV = \{F\}$$

$$\{\sigma\} = \{\sigma'\} + \{m\} p_{ex} + \{m\} p_{st}$$

$$\{\sigma'\} = \{\sigma'\} + \{m\} p_{ex} = [D_{ep}^u] \{\varepsilon\}$$

- 边坡稳定分析中，即使采用总应力强度指标，静水压也要单独考虑

56

报告提纲

- 工程问题数值分析的必要及可能
- 工程问题数值分析过程及可能误差
- 岩土工程数值分析几个问题的讨论
 - 计算范围及边界
 - 二维还是三维
 - 施工过程模拟
 - 单元类型的选择
 - 土体性质的考虑及模拟
 - 非饱和土性质的考虑
 - 地下水压的考虑
 - 安全系数定义及计算
- 结束语

57

安全系数计算中极限状态识别

- 边坡稳定安全系数的定义不同于一般结构

边坡荷载主要是其自重，无粘性土边坡不因自重增大而破坏，其安全系数定义为

$$K = \frac{\tan \varphi_a}{\tan \varphi_r}$$

粘性土边坡与此类似有：

$$K = \frac{c_a + \sigma \tan \varphi_a}{c_r + \sigma \tan \varphi_r} \longrightarrow K = \frac{c_a}{c_r} = \frac{\tan \varphi_a}{\tan \varphi_r}$$

- 对其他土工结构要看具体情况，基本原则是看引发破坏的因素及其离散性大小

58

安全系数计算中极限状态识别

- 边坡稳定安全系数的有限元计算：

逐步降低c、φ直到边坡刚好失稳，降低前后强度参数之比即为K

59

安全系数计算中极限状态识别

- 关键问题：如何识别极限状态？

- 方法一：不收敛即为破坏（简便，但需谨慎）
- 方法二：塑性区贯通即为破坏（不一定）
- 方法三：滑移土体真正无限滑移为破坏（理论上最合理，但需用改进的弧长法，方法复杂）

60

安全系数计算中极限状态识别

弧长控制法的思路：接近破坏时，如在一步内强度参数降低偏多，则按“弧长”恒定条件，将“荷载”再降低，但使位移增量的模保持不变。

安全系数计算中极限状态识别

安全系数计算中极限状态识别

注意：这里所取点是滑移体上任一点。不要理解成有一点的位移决定极限状态。

63

报告提纲

- 工程问题数值分析的必要及可能
- 工程问题数值分析过程及可能的误差
- 岩土工程数值分析中几个问题的讨论
 - 计算范围及边界
 - 二维还是三维
 - 施工过程模拟
 - 单元类型的选择
 - 土体性质的模拟
 - 非饱和土性质的考虑
 - 地下水压的考虑
 - 安全系数定义及计算
- 结束语

64

结语

- 岩土工程问题的数值分析是必要和可能的；
- 岩土工程的计算分析须对工程问题的力学本质、计算理论及方法、计算软件中采用的计算方法等均有足够的了解
- 对几个较常见的问题进行了讨论，供大家参考，谬误之处请批评指正。

65

谢谢！

66

交通运输部公路科学研究院
RESEARCH INSTITUTE OF HIGHWAY MINISTRY TRANSPORT

桥梁抗震设计理念

王克海 博士、研究员、博士生导师

Email: kh.wang@rioh.cn
kehaiwang@263.net
Tel: 13911058623

主要内容提纲

- 1 桥梁抗震设计的几个基本概念
- 2 桥梁抗震设计的基本理念
- 3 桥梁抗震设计的几点建议

1 桥梁抗震设计的几个基本概念

第一阶段 强度设计理论 第二阶段 延性抗震设计理论 第三阶段 基于性能的抗震设计理论

强度设计 强度 延性 强度 位移 延性 经济效益

延性抗震理论不同于强度理论的是，它通过结构选定部位的塑性变形来抵抗地震作用的。利用选定部位的塑性变形，不仅能消耗地震能量，还能延长结构周期，从而减小地震反应。

基于性能的抗震设计理论将抗震设计的重点从“力”的设计转换到将建筑物的整个性能作为设计过程的一个控制函数。

3

1 桥梁抗震设计的几个基本概念

地震分析方法——确定性地震力理论

反应谱法 时程分析法

优点 缺点 优点 缺点

简单易操作 地震动特性 结构动力特性 弹性范围 计算量大复杂 长期影响分析

设计双重保证 了解破坏机理 选择减震方法 地震动要求高 计算量大复杂 结果分析困难

静力弹塑性分析方法 Push-over方法 抗震性能评价方法

- 能力谱法
- N2方法
- 位移影响系数法
- 适应谱法
- 模态的Push-over
- 基于模态分析的Pushover

1 桥梁抗震设计的几个基本概念

桥梁抗震重要性修正系数 C_i

表 3.1.3 桥梁抗震重要性修正系数 C_i

桥梁抗震设防类别	E1 地震作用	E2 地震作用
A类	1.0	1.7
B类	0.43 (0.5)	1.3(1.7)
C类	0.34	1.0
D类	0.25	

注：高速公路和一级公路上的跨径不超过150m的大桥、特大桥，其抗震重要性系数取B类括号内的值。

各类桥梁的抗震重要性修正系数是在基于《中国地震动参数区划图》(GB18306)所给出的设防水准，即该地区未来50年内平坦稳定的一般(中硬)场地条件下可能遭遇的具有10%超越概率(重现期为475年的基础上)，综合考虑桥梁所处地区的社会经济状况、地震危险性以及桥梁工程的结构重要性等因素进行修正。

1 桥梁抗震设计的几个基本概念

桥梁抗震重要性修正系数 C_i

E1地震作用

A类桥梁峰值加速度值直接取设计基本地震峰，对应的地震动重现期为475年；B、C、D类桥梁对应的设计地震动重现期大约分别为75(100)年、50年和25年。

表 3.1.3 桥梁抗震重要性修正系数 C_i

桥梁抗震设防类别	E1 地震作用	E2 地震作用
A类	1.0	1.7
B类	0.43 (0.5)	1.3(1.7)
C类	0.34	1.0
D类	0.25	

注：高速公路和一级公路上的跨径不超过150m的大桥、特大桥，其抗震重要性系数取B类括号内的值。

1 桥梁抗震设计的几个基本概念

► 桥梁抗震重要性修正系数 C_i

E2 地震作用

- B、C 类桥梁的抗震重要性修正系数与原规范一致，抗震重要性修正系数分别取 1.3 (1.7) 和 1.0，对应的设计地震动的重现期大约分别为 1000 年 (2000年) 和 475 年。
- A 类桥梁的抗震重要性修正系数，主要参考了近年来国内一些特大桥的设计标准，取为 1.7，其设计地震动重现期大约为 2000 年。

1 桥梁抗震设计的几个基本概念

在抗震规范中不用地震烈度的一个建议

胡聿贤
(中国科学院工程力学研究所)

【摘要】 本文回顾了地震烈度在我国抗震规范中的作用，并从抗震理论的发展，指出地震烈度概念与规范对地震动的规定之间的矛盾，以及对进一步改进的束缚。这一矛盾主要表现在地震烈度要求简单而综合，但抗震设计则要求分清引起结构破坏的不同因素，以便对症下药采取有效措施。文中提出在抗震规范中不再采用烈度而直接规定地震动参数进行计算，按震级与震中距离规定抗震构造措施。最后，本文在借用国外地震动观测资料上对比了现行规范与建议方法的合理程度，并以一个具体例子对比了两种方法的结果。

一、地震烈度的含意和作用

人们需要了解地震时震害轻重和地震动强弱分布情况，从而提出了地震烈度这个概念。它是地震时包括震害在内的多种宏观地震现象的总称，它是地震后果的描述，并通过它来表示地震动的强弱。

地震烈度是用地震烈度表定义的。表 1 是从我国过去几十年来采用的“新的中国地震烈度表”中摘录出来的。地震烈度表通过人的感觉、器物的反应、人工结构物的损坏、与地表现象的变更等四类宏观现象的强弱程度的定性描述，综合地加以 12 个等级划分，而定义刊登于 1983 年的《建筑结构学报》

1 桥梁抗震设计的几个基本概念

我国地震动区划图仅提供 50 年超越概率为 10% (地震重现期 475 年的) 一个地震动水准。

1 桥梁抗震设计的几个基本概念

美国三水准地震动区划图 (500年、1000年、2500年)

1 桥梁抗震设计的几个基本概念

继在《公路交通科技》、《防灾减灾技术》及《工程力学》等期刊^[1-3]上发表作者的观点和看法，我们应该正确认识和正确使用我国地震动区划图，我国现行地震动区划图是依据历史记录的地震情况，结合有限的地震地质资料，以地震重现期 475 年(50 年超越概率 10%) 的概率地震危险性分析为基础，并考虑该地区社会重要性及经济条件而确定的，地震是偶然、随机的极端事件，可能出现，实际发生的地震重现期远大于 475 年的情况，这样实际地震烈度就会远大于抗震设防烈度。地震历史资料显示，川康地区也存在发生强烈地震(大震)的风险，近数十年来，我国在川康地区设防区、甚至川康地震设防区发生了大地震，甚至特大地震。事实上，《中国地震动参数区划图(GB 18306)》给定的是一个中等水平的地震动参数。我国学者李祥根先生在文献《中国地震构造运动^[4]》中提出，地震活动强度的时空变化特征，中国大陆地震有迁移性，中国大陆及邻区 5 个强震活动触发期区内震源活动的空间分布有随时间推移而迁移的特征。可以说，人类对地震的认知还很肤浅，针对重大工程应做详尽的地震安全评价。虽然地震预测预报仍存在技术上的困难，但通过唐山地震、汶川地震的地震经验表明经过抗震设计和采取抗震措施的结构，震害相对较轻，同时建议在抗震规范与抗震条例中取消“Ⅱ度区不设防或简易设防”的想法。

参考文献

1 桥梁抗震设计的几个基本概念

第 27 卷第 6 期 Vol. 27 No. 6 工程力学
2010 年 6 月 June 2010 ENGINEERING MECHANICS 120

文章编号: 1000-4750(2010)06-0120-07

汶川地震对我国地震区划图与桥梁抗震设计的启示

王克勤, 李茜, 韦 玮
(交通部公路科学研究院, 北京 100088)

摘 要: 自 5-12 汶川地震至 2009 年 5 月一年的时间内, 作者通过对汶川地震地区的 14 次调查, 获得了桥梁震害的第一手资料。该文首先对汶川地震、九江-南昌地震以及唐山大地震暴露出的关于地震区划图的问题进行探讨, 结果表明在我国地震区划图标示为低震区内多次发生强烈地震, 建议工程界与科研人员正确认识和使用地震区划图, 并通过对比美国、日本以及我国地震区划图, 提出我国地震区划图的发展思路及编制多水准地震动区划图的必要性。然后, 结合汶川地震后对公路交通系统的调查, 研究了地震灾区不同场地条件下桥梁的抗震性能, 讨论了概念设计与抗震性能对桥梁抗震的重要性, 同时探讨了桥梁结构的抗震设防标准问题; 最后总结汶川地震给我国公路桥梁抗震带来的经验与教训, 针对地震地区区划图、桥梁抗震性能的评价, 设计与研究提出意见。

关键词: 桥梁; 抗震设计; 震害分析; 地震区划图; 桥梁抗震性能; 设计; 与研究提出意见

中图分类号: U442.52 文献标识码: A

1 桥梁抗震设计的几个基本概念

(5) 由于地震烈度、震速、地面运动速度等因素造成错误的理解，建议彻底取消地震烈度的概念，以清晰、直接的地震重现期来描述地震强度进行抗震设计。地震烈度是地震对地表和工程结构影响的强弱程度，因此，灾区恢复重建不能简单的以“提高1度”来进行抗震设计。举例来说，某地区原本烈度为Ⅷ度，其地震重现期为475年，地震动峰值加速度为0.2g，提高1度后烈度为Ⅸ度，地震动峰值加速度为0.4g，是原来的两倍，对于该地区来讲出现这种破坏程度的地震重现期可能是700年，也有可能重现期为1600年或更大的罕遇地震，跨越的时间间隔非常大，若以罕遇地震进行弹性设计是非常困难的，而且对造价和结构的使用都会产生直接影响。所以，“**提高1度**”的说法是不科学的。

(6) 国家对地震灾害非常重视，但是，我们注意到一些地方对地震知识匮乏，没有足够认识，错误的认为Ⅷ度区不地震，从而轻视了结构的抗震设计。鉴于工程规范、条例中规定的“**6度区不设防或简易设防**”已对工程建设造成灾难性的后果，是对工程抗震设防的误导，**建议在政府文件、规范条例中取消或纠正“6度区不设防或简易设防”的提法**。此外，应进一步加强抗震设防的宣传与实施，提高抗震设防的效力。

工程规范、条例中规定：
“对6度区不设防或简易设防”

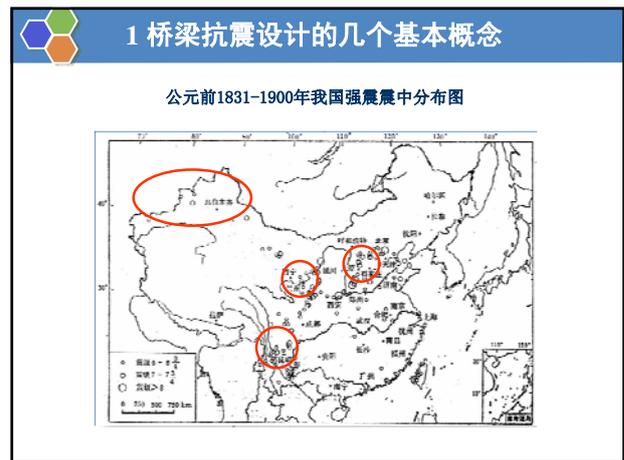
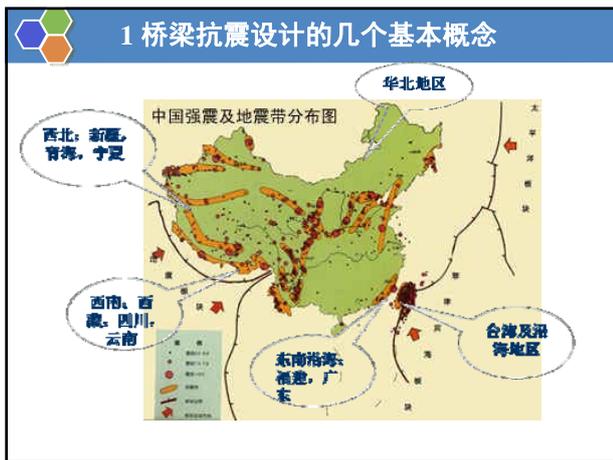
- ◆ 已经对工程建设造成灾难性的后果
- ◆ 是对工程抗震设防的误导

1 桥梁抗震设计的几个基本概念

表 1 VI度区发生强震实例表

Table 1 Strong earthquakes occurred in the VI intensity region

序号	时间	地点	震级	震中烈度
1	1966.3.8	河北邢台	6.5	8度
2	1966.3.22	河北邢台	7.2	9度—10度
3	1969.7.26	广东阳江	6.4	8度
4	1974.4.22	江苏溧阳	5.4	7度
5	1979.7.9	江苏溧阳	6.0	8度
6	1975.2.4	辽宁海城	7.3	9度
7	1976.7.28	河北唐山	7.8	11度
8	1981.4.26	内蒙博克图	5.6	7度
9	1981.8.13	内蒙丰镇	5.8	7度强
10	1982.3.20	新疆布尔津	5.2	7度弱
11	1986.1.28	广东阳江	5.0	7度弱
12	1986.2.9	黑龙江龙镇	5.0	7度
13	1986.3.1	黑龙江北安	5.3	7度
14	2005.11.26	江西九江	5.7	7度
15	2008.3.21	新疆丁田	7.3	7度
16	2008.5.12	四川汶川	8.0	11度



1 桥梁抗震设计的几个基本概念

桥梁抗震研究

编者：国家对地震灾害非常重视，但是，我们注意到一些地方认为地震离自己还很远，认为不可能发生地震，所以对地震知识匮乏，没有足够认识。一旦地震发生，将会造成更大的人员和经济损失。因此，应进一步普及抗震设防知识，提高抵御灾害的能力。

最后，从我国强震震中的分布可以看出，公元1900年前我国的强震主要集中在中东部省份，而1901年后我国的强震主要集中在中西部省份，特别地在1976年7月28日发生7.8级唐山大地震（在此之前，唐山地区为6度区）和2005年11月26日发生在江西九江（按地震动区划图震区峰值加速度不超过0.05g）的5.7级地震也让笔者意识到，地震区划图应具有一定的时效性，针对重大工程应做详尽的地震安全评价。

参考文献

- [1] 中国地震年鉴(1949—1981),北京,地震出版社,1990.
- [2] 国家海洋局地球物理研究所,中国地震台网观测报告(1982),北京,地震出版社,1990.
- [3] 中国地震年鉴(1985),北京,地震出版社,1985.
- [4] 中国地震年鉴(1991),北京,地震出版社,1990.

2010/05/07

1 桥梁抗震设计的几个基本概念

特殊概念

烈度提高1度

地震烈度是地震对地表和工程结构影响的强弱程度，烈度提高1度意味着地震力成倍增加，因此，以“提高1度”来进行抗震设计的概念是错误的，不科学的。

非地震区

地震动区划图是根据历史记录的地震情况，通过概率统计，并考虑地区经济、社会发展情况确定的。图上所述“6度区”不等于“非地震区”，只能说明此前历史地震强度较低或缺少地震记录。

6度区不用抗震设计

“6度区”是说历史地震造成工程结构的震害为6度，“6度区不用抗震设计”的概念是错误的，原因有二：(1)“6度区”不等于“非地震区”，有可能发生大地震；(2)在“6度区”建造的生命线桥梁如果在地震中倒塌，后果将非常严重。

主要内容提纲

- 1 桥梁抗震设计的几个基本概念
- 2 桥梁抗震设计的基本理念
- 3 桥梁抗震设计的几点建议

2 桥梁抗震设计的基本理念

地震震害表明，对结构抗震设计来讲，“概念设计”比“计算设计”更为重要。由于地震作用的不确定性和复杂性，再加上结构计算模型的假定与实际情况的差异，使得“计算设计”很难有效的控制结构的抗震性能。结构抗震性能的决定因素是良好的“概念设计”。因此，在桥梁的方案设计阶段，不能仅仅根据功能要求和静力分析就决定方案的取舍，还应考虑桥梁结构的抗震性能，尽可能选择良好的抗震结构体系。

桥梁结构概念设计比抗震分析计算更重要

2 桥梁抗震设计的基本理念

一些从震害经验中总结出来或经过基本力学概念启示得到的一些抗震措施被证明可以有效地减轻桥梁的震害。用较少的工程费用对一些部位采取一些措施，使整个构筑物的抗震能力得到提高。将特定部位或特定构件设计的弱一些（保险丝式单元），可以起到牺牲局部保护整体的作用，因此，针对不同的桥梁结构提出合适的抗震措施也是保证桥梁结构抗震性能的重要内容。

2 桥梁抗震设计的基本理念

桥梁震害-支墩+桥墩

地区	调查桥梁统计数量(座)	桥梁损坏数量		
		未受损桥梁数量(座)	轻、中度受损桥梁数量(座)	严重损坏桥梁数量(座)
台中县	196	131	52	13
嘉义县	199	182	17	0
南投县	410	315	82	13
云林县	176	158	18	0
比例	981 (100%)	786 (80.1%)	169 (17.2%)	26 (2.7%)



2 桥梁抗震设计的基本理念



固结发生剪切破坏

未发生剪切破坏

2008.07.22

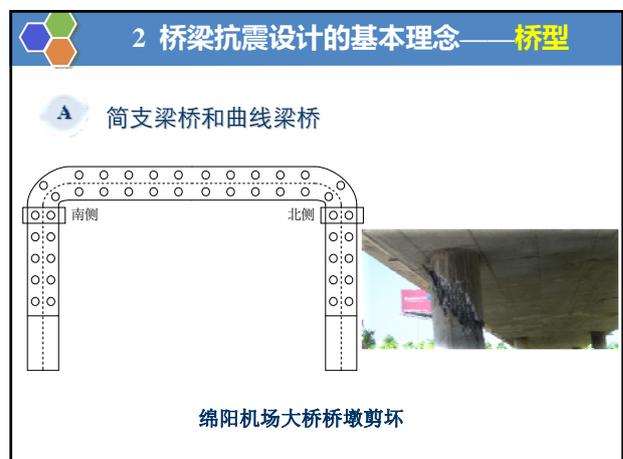
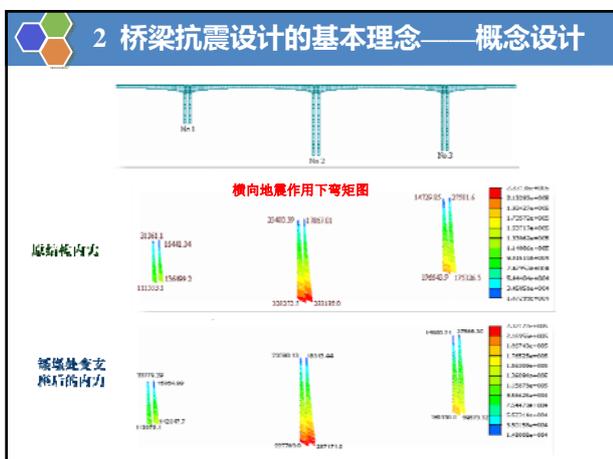
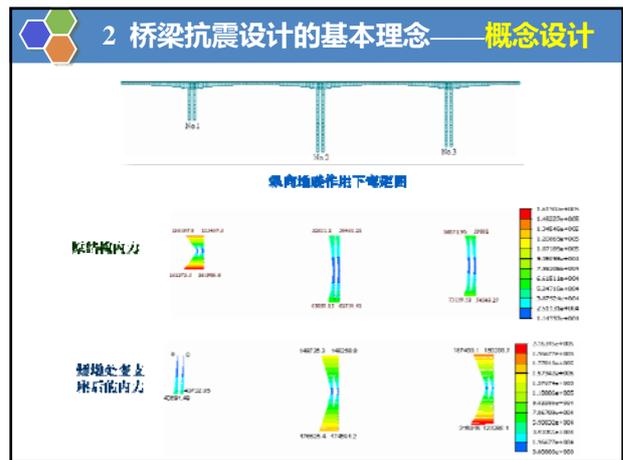


2 桥梁抗震设计的基本理念——概念设计

- ◆ 多道设防，分级耗能
- ◆ 桥梁抗震设计原则——“一可三易”
(损伤部位及损伤程度**可控**，损伤部位**易检**，损伤构件**易修**，破坏构件**易换**)

建议：对于中小跨径梁桥，在发生破坏性地震时，支座作为“保险丝式单元”优先损坏，桥墩可出现可修复的损伤或损坏，桩基不能损伤。

Illinois Department of Transportation(IDOT)——Quasi Isolation
台湾——功能性支承



2 桥梁抗震设计的基本理念——桥型

B) 连续梁桥和刚构桥

优势:
整体抗震性能好；由于上部结构连续，不易发生落梁震害。

注意事项:
由于刚构桥桥墩与上部结构固结，桥墩墩顶和墩底是抗震薄弱环节，如果桥墩较高，桥墩中部抗剪是薄弱环节；
连续梁桥支座是抗震薄弱环节；
如果场地有可能发生液化时，应评估液化对连续梁桥、刚构桥的影响。

措施:
结构形式尽量简单，具有合理的刚度、质量分布；
桥墩高差较大时，在矮墩墩顶宜设置滑动支座或板式橡胶支座；
刚构桥墩顶、墩底箍筋加密，如果桥墩高度较高，桥墩中部箍筋亦加密，防止剪切破坏；
对结构进行延性设计，保证桥墩延性，确保基础不发生损伤。

2 桥梁抗震设计的基本理念——桥型

C) 拱桥

优势:
中小跨径拱桥整体抗震性能好。唐山、汶川地震中，在地基良好的条件下，即使是延性很差的圬工拱桥，都表现出良好的抗震能力。

注意事项:
充分认识结构的传递路径、发挥结构优势；
拱上建筑（如立柱、腹拱）是拱桥震害较多的构件。

措施:
双曲拱桥在地震中也能体现较好的抗震性能，对于此类桥建议采取增加拱圈厚度、增加拱圈配筋、改进施工工艺等方式，减轻运营阶段的病害；
尽可能采用中小跨径拱桥；
在场地条件较好时，采用拱桥。

2 桥梁抗震设计的基本理念

2 桥梁抗震设计的基本理念

1. 百花桥旁的石拱桥
2. 双曲拱桥震后基本完好
3. 燕子峡1号桥（老桥）震后修缮通车

主要内容提纲

- 1 桥梁抗震设计的几个基本概念
- 2 桥梁抗震设计的基本理念
- 3 桥梁抗震设计的几点建议

3 桥梁抗震设计的几点建议

```

    graph TD
      A[桥梁抗震设计的几点建议] --> B[桥梁整体结构]
      A --> C[概念设计]
      C --> D[桥墩]
      C --> E[支座]
      C --> F[防落梁系统]
      C --> G[限位结构]
  
```

3 桥梁抗震设计的几点建议——整体桥梁结构

- 采用合理的桥梁抗震概念设计与构造措施
- 尽量采用刚度和质量均匀的结构形式
- 曲线桥、斜交桥在高烈度地震区尽量避免
- 桥墩的剪切破坏应尽量避免

10:57

3 桥梁抗震设计的几点建议——概念设计

- > 中小跨径桥梁设防理念：“多道设防、分级耗能”，“一可三易”，损伤部位损伤程度“可控”，损坏部位“易检”，损伤构件“易修”，损坏部位损坏构件“易换”，可控是目标，三易是可控的手段和措施。
- > 对于连续梁结构，上下部结构之间的构造连接应尽量均匀，以便把地震力均匀分布给各个桥墩，避免某个桥墩出现受力过大而破坏的现象。
- > 对于两岸基础条件良好，特别是两侧边坡存在潜在地质灾害的情况，建议采用拱桥。
- > 关于小震、中震、大震的认识，不同部位、不同构件、在不同的地震水平作用下的强度、延性指标。

3 桥梁抗震设计的几点建议——桥墩

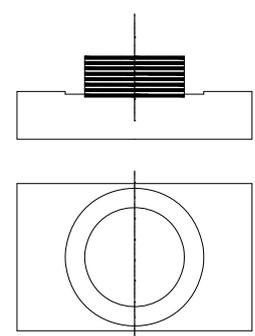
设计基本地震动峰值加速度大于或等于0.10g的地区，不应采用独柱式结构。双柱式或多柱式桥墩应加强横向连接，保证桥墩的延性。



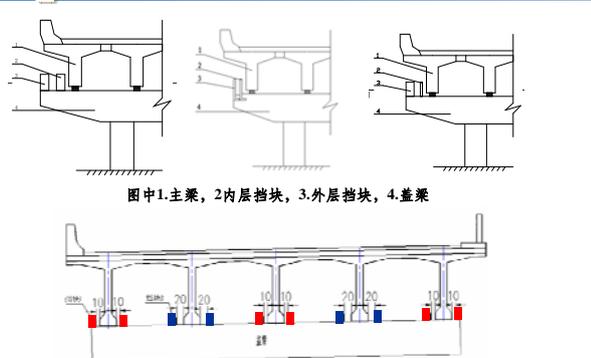
10:57

3 桥梁抗震设计的几点建议——支座

垫石凹槽分级限位无顶钢板和底钢板的橡胶支座



3 桥梁抗震设计的几点建议——防落梁系统



图中1.主梁, 2.内层挡块, 3.外层挡块, 4.盖梁

■ 第1批 ■ 第2批

10:57

谢谢各位!

10:57

自然之力量

~ 跨海沉管隧道工程技术关键技术和创新 ~

Speaker: 楊文武博士
Dr. Morgan Yang
Vice President
Operations, Greater China, AECOM



跨海隧道工程技术讲座
Wuhan, 23 Oct. 2014

人類因為有夢想而偉大!
Being great as we have great dreams.

人類擁有很多夢想。大夢想可能要等上百年才能實現，這些大多是克服天然屏障的大型工程。

工程師之理想，在於將偉大之夢想變成現實。偉大之處，是利用科學知識、發揮無限創意和充滿巨大勇氣，循宇宙之規律，借自然之力量，實現人類夢想！

我們所言之創新之美，也在如此。



穿越博斯普魯斯海峽 150年夢想成現實 Bosphorus Tunnel 150 yrs for making dream true.



1860年，奧斯曼帝國蘇丹就大膽提出建設海底隧道連接歐亞大陸，直到2005年才開工海底隧道工程。

2013年10月29日是土耳其建國90周年國慶日。當天向全世界宣佈，海底鐵路隧道正式開通了。

工程師們用沉管隧道工法，穿越博斯普魯斯海峽

工程师为实现人类梦想而伟大 Engineers being great for dreams

- 1 沉管隧道的工程原理
Engineering Principles of IMT
- 2 跨海沉管隧道工程的关键技术和创新
Key Technology and Innovation of IMT



跨越江河、海港通道模式

River/ sea fixed crossing

Dr. Morgan Yang



橋樑 Bridge

沉管隧道 Immersed Tunnel

鑽挖隧道 Bored Tunnel

1. 跨越江河、海港的通道，是滿足區域交通和經濟發展的重要基礎設施
River/ harbor crossing for meeting regional transport and economic development needs
2. 固定通道，可採用橋樑或水下隧道形式
Bridges or subaqueous tunnels are key fixed crossings.

5

沉管隧道具有穿越水道的工程優勢

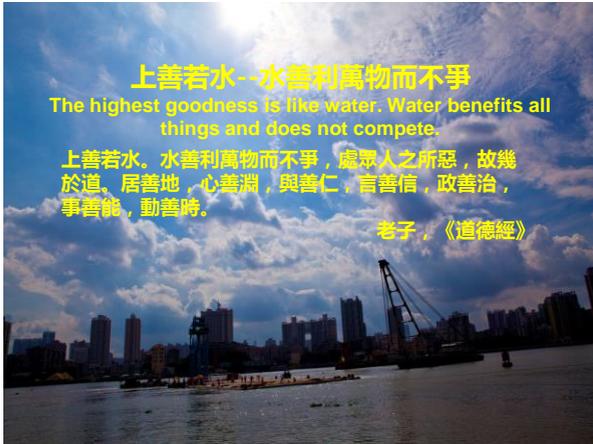
Tunneling capability of IMT

Dr. Morgan Yang



1. 埋深淺、隧道縱坡和岸上段連接較好、長度短
2. 多種隧道截面形式，充分利用隧道界限和空間
3. 管節剛度大，可適合河底的不同地質條件
4. 防水性好：接頭少、接頭處的防水性能卓越
5. 管節施工環境好，施工工期短

6



沉管隧道的基本力學原理

Dr. Morgan Yang

Mechanics for immersed tube tunnels

1. 利用水的浮力，浮懸下運輸兩端密封的隧道管節
2. 調節臨時壓重，沉放隧道管節於基槽
3. 利用管節水壓力差，實現水下對接
4. 施加永久壓重，維持隧道管節的穩定性



作用在河底基槽底面的地層荷載，置換為沉管引起地層荷載的變化



沉管隧道关键施工流程

Construction flow of IMT

1. 管節預製：幹塢中預製管節，兩端臨時端封門密封，形成密封管節。
2. 隧道基礎：隧址基槽浚挖，形成基礎。
3. 管節浮運：拖運至預定的地點等待沉放。
4. 管節沉放：將管節直接沉放在事先處理好的基礎基礎上。
5. 管節對接：在水下將管節，一一對接並拆除端封門。
6. 基槽回填：基礎處理，基床回填，隧頂保護。



1 管節的預製

Fabrication of IMT elements

Dr. Morgan Yang

1. Concrete tunnel elements
 - 1) Prefabricate in dry-dock or casting basin
 - 2) Occasionally on semi-submersibles
2. Steel shell tunnel elements
 - 1) Weld the shell in a shipyard
 - 2) Cast concrete during floating



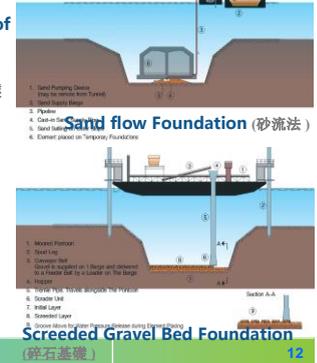
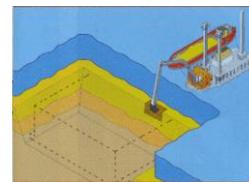
2 隧道基礎

Foundation of IMT

Dr. Morgan Yang

A trench is dredged in the bed of the water channel.

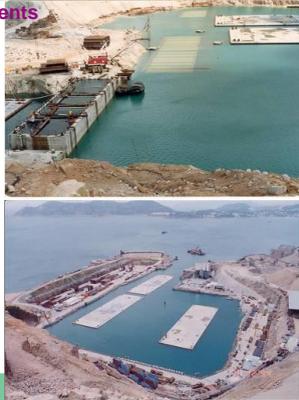
沿隧道軸線，浚挖隧河床，以形成沉管隧道基礎。



3 管節浮運 Flotation of tunnel elements

Dr. Morgan Yang

1. Seal the open ends of the element by temporary steel/concrete bulkheads of watertight
2. Fill the ballast tanks within the element with water to give negative buoyancy when casting basin flooded. Inspect the water tightness from within the unit.
3. Pump out the ballast tanks and float the element in a controlled manner.

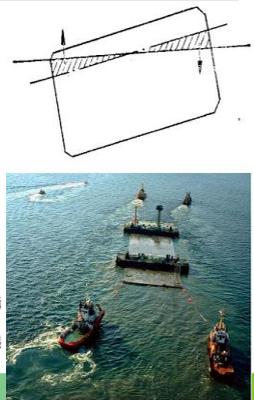


1. 安裝臨時鋼/混凝土端封門以密封管節
2. 幹填進水時水箱內注水壓飽，使管節完全沉浸在水中以檢查是否有滲漏
3. 壓飽水箱抽水，管節起浮

3 管節浮運 Flotation of tunnel elements

Dr. Morgan Yang

1. Seal the open ends of the element by temporary steel/concrete bulkheads of watertight
2. Weight balance sensitive to variations of density of water and construction materials, dimensional inaccuracies, weights, etc
3. Concrete tunnel element: be able to float with all temporary immersion equipment on board
4. Minimal freeboard to reduce the amount of permanent and temporary ballasting

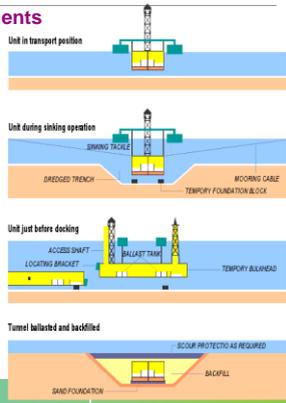


1. 保持臨時鋼/混凝土端封門密封管節
2. 管節浮平衡狀態與水的密度、材料的重量、結構尺寸、壓重等變化有關
3. 混凝土隧道管節：安裝臨時沉放設備後仍能浮起
4. 最小的幹舷高度，以儘量減少永久和臨時壓重

4 管節沉放 Immersion of tunnel elements

Dr. Morgan Yang

1. Tow the tunnel element into the required position
2. Gradually fill the ballast tanks. Adjust the element continuously made by control cables operated by winches on the alignment towers and pontoons.
3. When the primary end of the new unit engaged the two temporary shear key brackets on the previous element, pulling bars from two jacks on the roof of the new unit are connected by divers onto the brackets on the previous element.
4. Backfill.



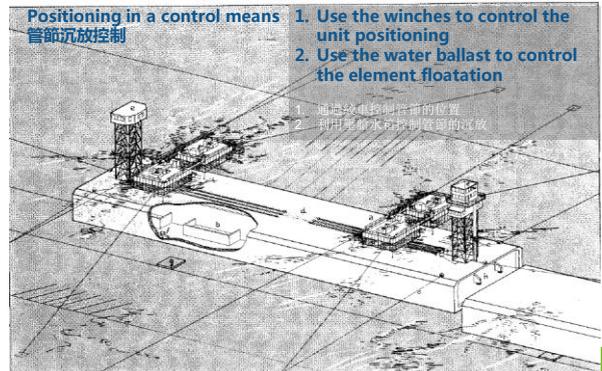
1. 拖運管節至預定的地點。
2. 向壓飽水箱注水，管節下沉過程中，通過控制測量塔、浮筒、絞車的纜繩連續調節管節位置。
3. 當新沉放管節與已沉放管節的導向托鼻相連接後，潛水夫水下連接埋埋千斤頂的拉合杆，水力對接。
4. 回填土

4 管節沉放 Immersion of tunnel elements

Dr. Morgan Yang

Positioning in a control means
管節沉放控制

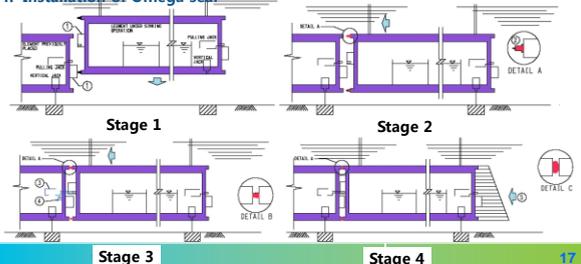
1. Use the winches to control the unit positioning
2. Use the water ballast to control the element flotation



5 管節對接 Connection of tunnel elements

Dr. Morgan Yang

1. Lower the new element by controlling temporary ballast
2. Temporary connection by jack
3. Dewatering to introduce hydrostatic pressure
4. Installation of Omega seal

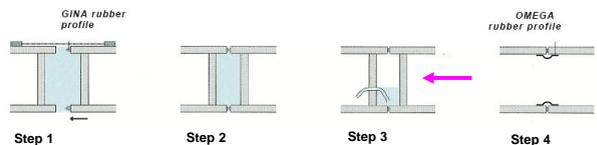


1. 利用壓飽水箱沉放管節
2. 利用千斤頂拉合壓飽GINA止水帶，接頭初期止水
3. 抽幹管節間的水，借助管節自由端的水壓力進一步壓飽GINA止水帶，接頭最終止水
4. 安裝第二道Ω止水帶

5 管節對接 Connection of tunnel elements

Dr. Morgan Yang

管節水力對接原理



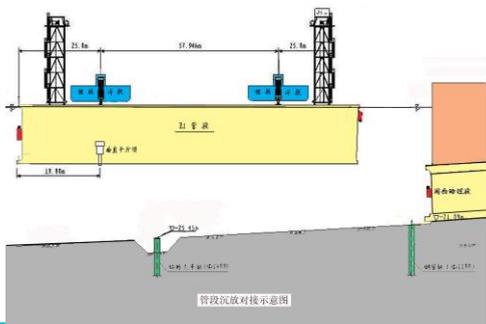
- Step 1: The immersed element is pulled against the previously installed one
- Step 2: Due to the rubber profile (GINA), a small reservoir is created between two bulkheads
- Step 3: Water is pumped out of the reservoir. The water pressure on the other end of the element compresses the GINA profile which seals the joint
- Step 4: The bulkheads are removed and a second rubber profile (OMEGA) completes the joint

- 步驟1：將新沉放管節向已沉放管節拉合靠攏
- 步驟2：GINA止水帶初步止水，兩管節端封門間形成了隔離水輪
- 步驟3：抽排隔離水輪內的水，管節自由端的水壓力進一步壓飽GINA止水帶，形成止水接頭
- 步驟4：從隧道內拆除端封門，在接頭處安裝第二道OMEGA止水帶

5 管節對接 Connection of tunnel elements

Dr. Morgan Yang

首管節與岸側暗埋段對接

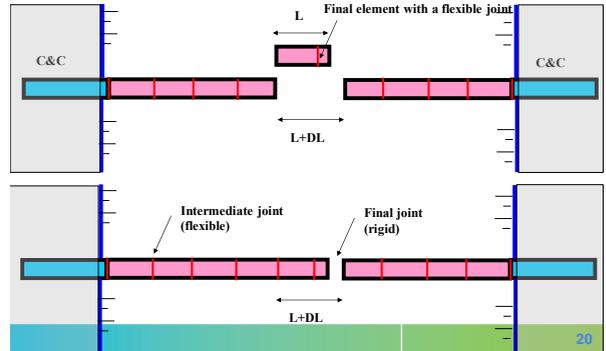


19

5 管節對接 Connection of tunnel elements

Dr. Morgan Yang

水下最終接頭原理

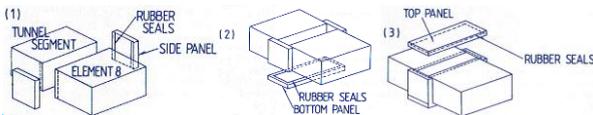
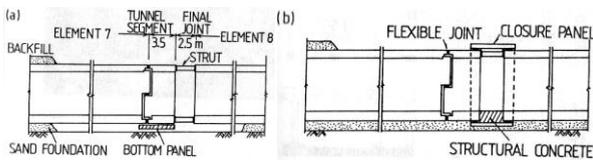


20

5 管節對接 Connection of tunnel elements

Dr. Morgan Yang

水下最終接頭內頂撐和側封板

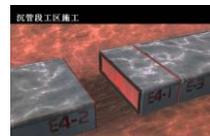


21

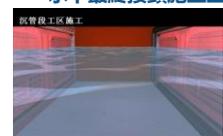
5 管節對接 Connection of tunnel elements

Dr. Morgan Yang

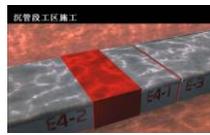
水下最終接頭施工工序



1. 最後管段沉放完成



3. 抽掉側封板內合攏段的水



2. 合攏段安裝內支撐和側封板



4. 在封板內澆築最終接頭

22

5 管節對接 Connection of tunnel elements

Dr. Morgan Yang

最終接頭內頂撐鎖定水壓力



Struts to lock the water pressure

23

5 管節對接 Connection of tunnel elements

Dr. Morgan Yang

在側封板和內頂撐保護下澆築混凝土

The disappearance of water pressure acting on the free end of the tunnel unit will cause the re-bounce of the GINA gasket, leading to the leakage at the joints. Therefore, the water pressure must be properly transferred, without causing significant relaxation of the GINA gasket



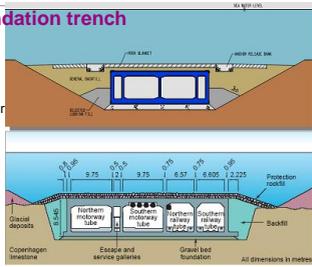
Struts to lock the water pressure

6 基槽回填

Backfilling tunnel foundation trench

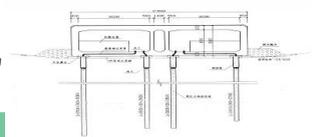
Dr. Morgan Yang

1. Bearing capacity: a suitable founding layer
2. Total settlement: GINA and Ω gasket can accommodate, usually < 200mm
3. Differential settlement: stresses on the shear keys and the tunnel units
4. Relative angular rotations of the units: < 1/1000
5. FOS: against potential liquefaction
6. Foundation: gravel/sand beds; piles
7. Method: Screeded bedding method; Sand jetting method; Sand flow method



沉管隧道的基礎

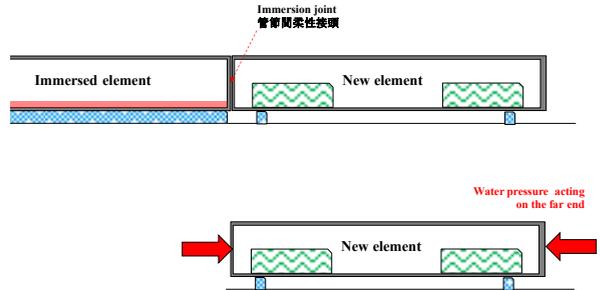
1. 地基承载力: 需足安全係數
2. 容許沉降: GINA & Ω 可承受量, <200mm
3. 不均勻沉降: 剪切鍵及沉管承受之附加應力
4. 管節間最大容許相對轉角: <1/1000
5. 抗基礎液化: 需足安全係數
6. 地基種類: 礫石/沙基礎; 樁基礎
7. 管節基礎填實: 刮平法、壓沙法、流沙法



管節間柔性接頭

Flexible joint between tunnel elements

Dr. Morgan Yang

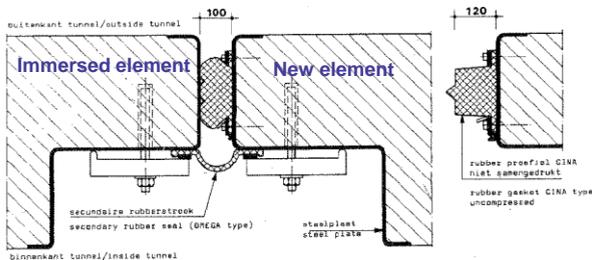


管節間柔性接頭

Flexible joint between tunnel elements

Dr. Morgan Yang

1. 柔性接頭連接管節
2. 雙重止水: GINA橡膠止水帶 + Ω 橡膠止水帶
3. 設置剪力鍵傳遞剪力



Inside tunnel

27



全球沉管隧道工程技術發展方向

Development of IMT technique worldwide

Dr. Morgan Yang

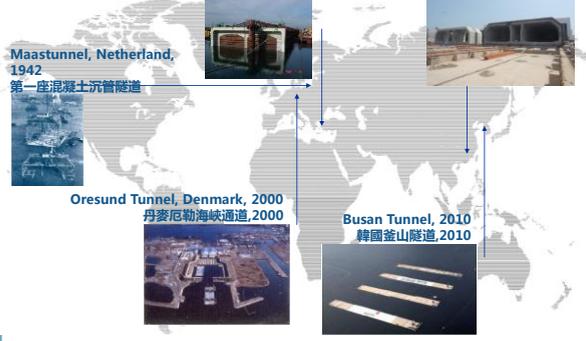
Bosphorus Crossing, Turkey, 2011
土耳其博斯普魯斯海峽鐵路隧道, 2011

HKZM Tunnel, China, Ongoing
港珠澳大橋沉管隧道, 施工中

Maastunnel, Netherland, 1942
第一座混凝土沉管隧道

Oresund Tunnel, Denmark, 2000
丹麥厄勒海峽通道, 2000

Busan Tunnel, 2010
韓國釜山隧道, 2010



沉管隧道關鍵工法的技術發展方向

Evolution of key construction method for IMT

Dr. Morgan Yang

- 1) 預製隧道管節
Fabrication of tunnel elements
- 2) 管節起浮和拖運
Flotation of tunnel units
- 3) 管節水下對接
Underwater connection
- 4) 隧道基礎處理
Tunnel foundation

關鍵技術發展
Key technology

- 1) 全節段澆築 / 浮態澆築
Full segment cast / flotation cast
- 2) 幹弦控制和壓重平衡
Freeboard control & weight balance
- 3) 水力對接和最終接頭
Hydraulic connection & final joint
- 4) 後填砂基礎和先鋪碎石基礎
Sand foundation and gravel foundation

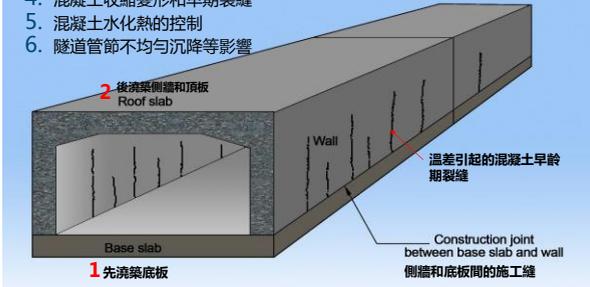
30

傳統的管節澆築方法

Traditional concreting method

Dr. Morgan Yang

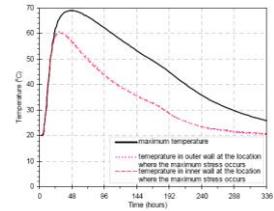
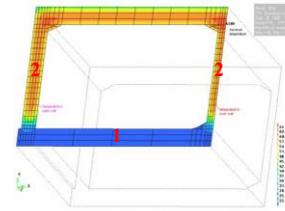
1. 幹塢中自然環境下預製管節
2. 混凝土斷面分塊先後次序澆築
3. 變形縫的佈置與構造
4. 混凝土收縮變形和早期裂縫
5. 混凝土水化熱的控制
6. 隧道管節不均匀沉降等影響



管節澆築創新技術

Creative concreting method

Dr. Morgan Yang



Temperature contour (48h after casting)

- 冷卻水管技術控溫
Cooling pipe tech
- 全斷面、分節段預製技術
Full section segmental casting tech

32



沉管隧道穿越西側Drogden航道

Immersed tube tunnel

Dr. Morgan Yang

隧道
Tunnel
隧道全長 4,050m
沉管隧道長 3,510m
隧道最低點 -21m

沉管管節
Tunnel elements
管節數 20
每管節澆築段 8
每段長 22m
管節長 176m
管節總重 5.5 萬噸



The maximum construction depth is approx. 22 m below water, while the future navigation depth over the tunnel will be dredged to -10 m.

34

沉管隧道斷面

Cross section of IMT

Dr. Morgan Yang

1. 五條管道組成：兩條火車道、兩條雙車道公路和一條疏散通道
2. 世界上最寬大的海底隧道
3. 斷面：寬38.8米，高8.6米
4. 採用先鋪法碎石基礎



35

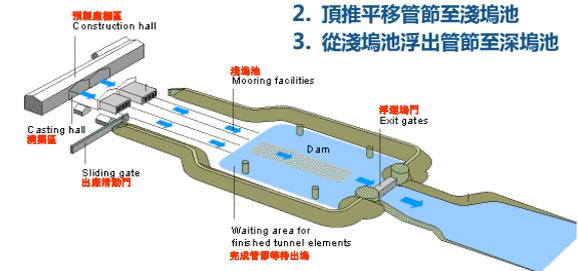
工廠化預製管節創新技術

Casting facility

Dr. Morgan Yang

工廠化預製管節工序：

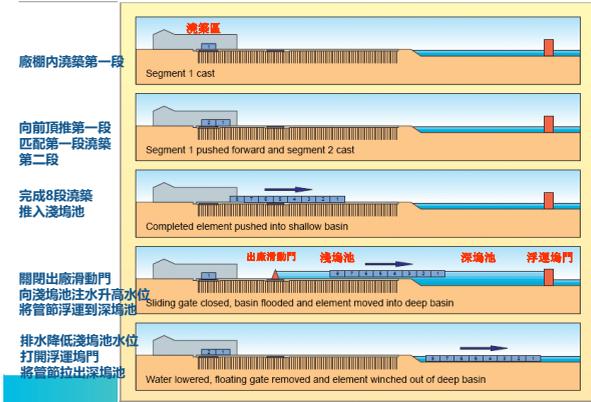
1. 工廠預製隧道管節段，預應力連接成管節
2. 頂推平移管節至淺塢池
3. 從淺塢池浮出管節至深塢池



36

管節預製施工工序

Dr. Morgan Yang



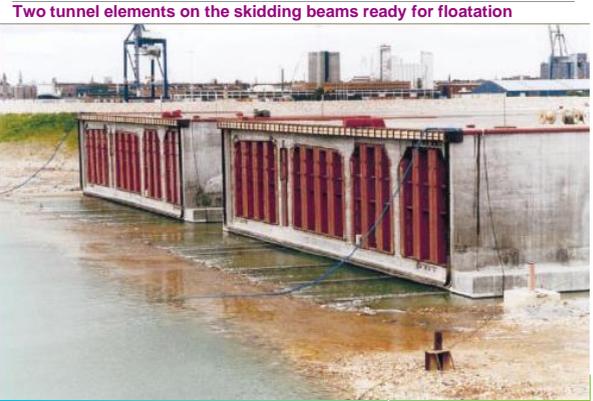
工廠化預製管節平面佈置

Dr. Morgan Yang



兩管節等待浮運出深塢池曬裝

Dr. Morgan Yang

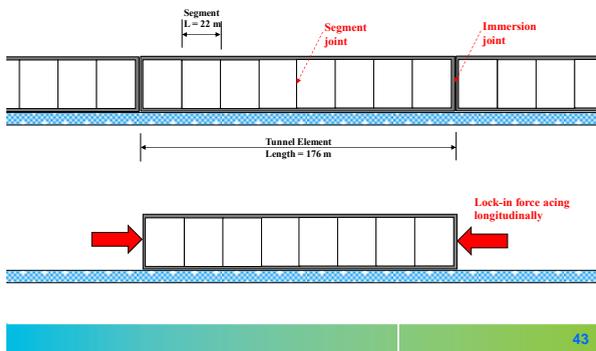


隧道管節縱向結構

Longitudinal structure of tunnel elements

Dr. Morgan Yang

全斷面分節段預製



43



以柔制剛，剛柔相濟

Overcome hardness with softness. Couple hardness with softness.

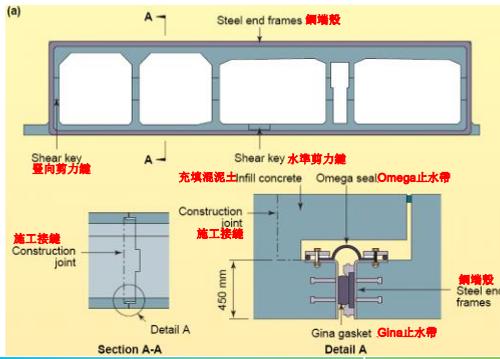
昔者者，其剛不可折，其柔不可卷，故以弱制強，以柔制剛。純柔純弱，其勢必削，純剛純強，其勢必亡，不柔不剛，合道之長。

三國·蜀·諸葛亮《將苑·將剛》

管節之間的柔性接頭

Immersion joint

Dr. Morgan Yang

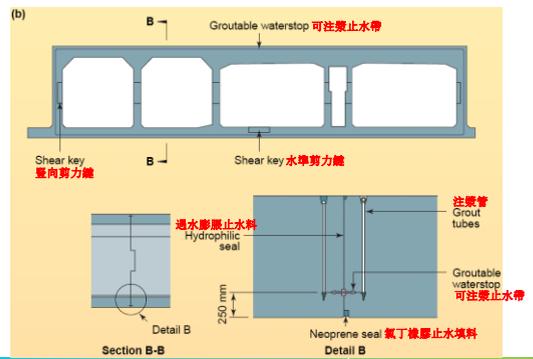


45

節段之間的變形接縫

Segment joint

Dr. Morgan Yang



46



工程技術特點

1. 最深的沉管隧道，61m (max)
2. 管節分部預製技術，浮態澆築技術
3. 盾構機與沉管隧道連接技術
4. 複雜水流環境下沉放技術
5. 先鋪法碎石基礎

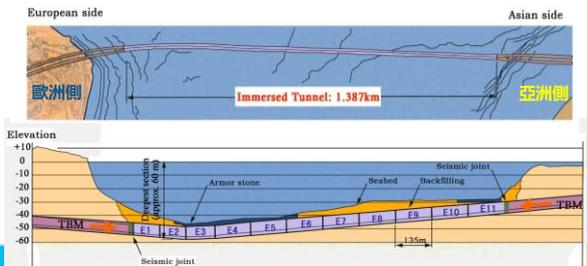
47

博斯普魯斯海峽鐵路隧道

Marmaray Project: Railway Bosphorus Crossing

Dr. Morgan Yang

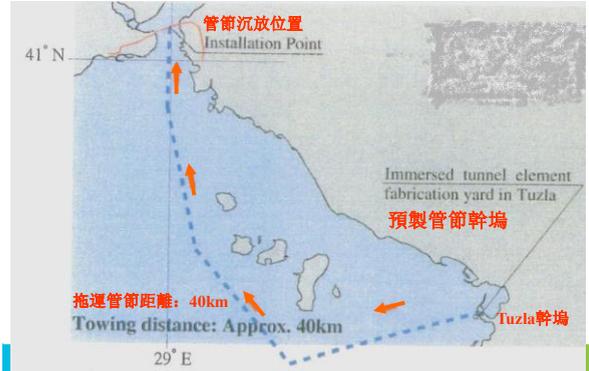
1. 沉管段：全長1387m，分11管節（E1-E2 98.5 m；E3 110 m；E4-E11 135 m）
2. 預製管節幹場：Tuzla Fabrication Yard
3. 沉管底深：水下61m (max)
4. 抗震設計：Mw=7.5(moment magnitude)



預製管節幹場和拖運路線

Dr. Morgan Yang

Bosphorus IMT: towing distance, 40km



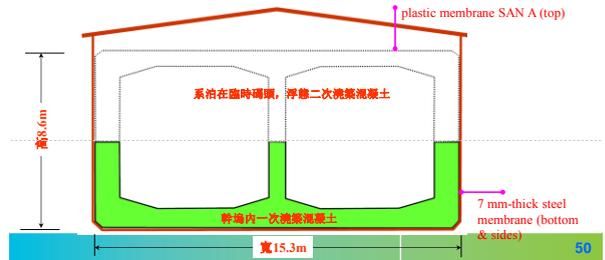
沉管隧道截面和預製創新技術

Dr. Morgan Yang

Cross section and innovative casting method

1. 截面尺寸: W15.3xH8.6m
2. 採用二次混凝土分部澆築技術
3. 一次澆築混凝土: 幹場內澆築下半截面
4. 二次澆築混凝土: 系泊在臨時碼頭, 浮態澆築上半截面

IMT Length 1.387km
 Deepest point below sea level -60m
 Number of elements 11
 Length of element 98.5-135m
 Section Width 13.4m, Height 8.6m



50



創新的預製管節方法

Dr. Morgan Yang

Innovative element fabrication



淺幹場內一次澆築混凝土



浮運到附近的臨時碼頭系泊



E10管節待二次澆築混凝土



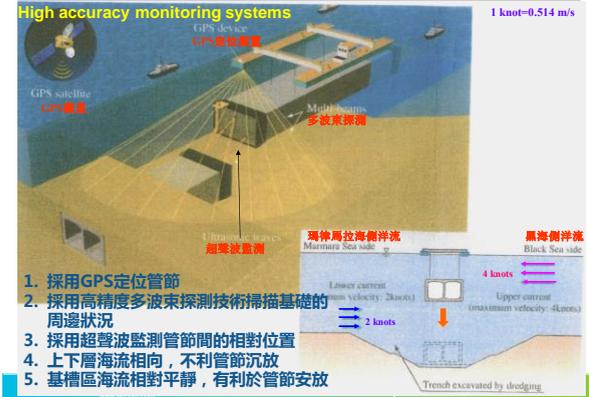
E10管節完成二次澆築混凝土

52

高精度定位和監測技術

Dr. Morgan Yang

High accuracy monitoring systems

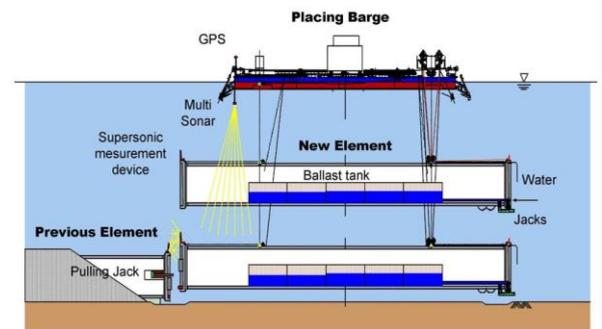


1. 採用GPS定位管節
2. 採用高精度多波束探測技術掃描基礎的周邊狀況
3. 採用超聲波監測管節間的相對位置
4. 上下層海流相向, 不利管節沉放
5. 基槽區海流相對平靜, 有利於管節安放

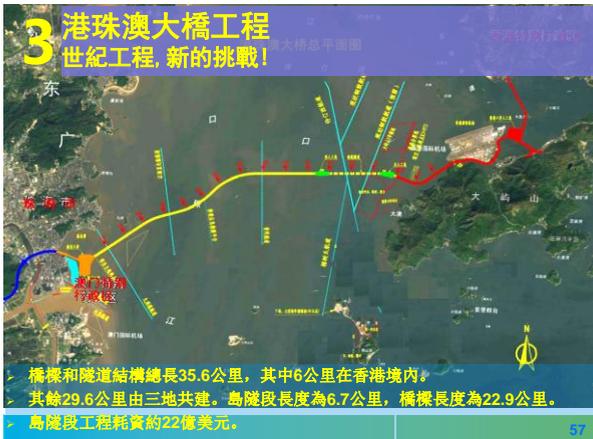
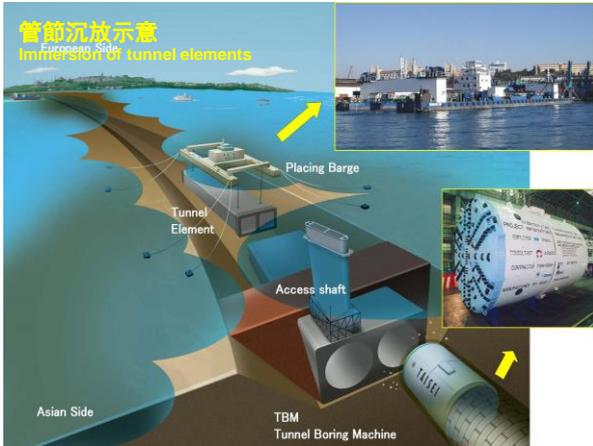
管節沉放示意

Dr. Morgan Yang

Immersion of tunnel elements



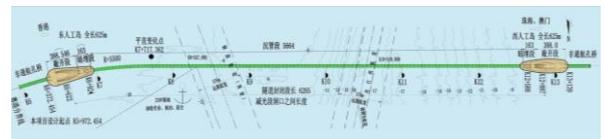
54



港珠澳大橋島隧主體工程

Dr. Morgan Yang

最長的節段式沉管隧道 (2010-2017)

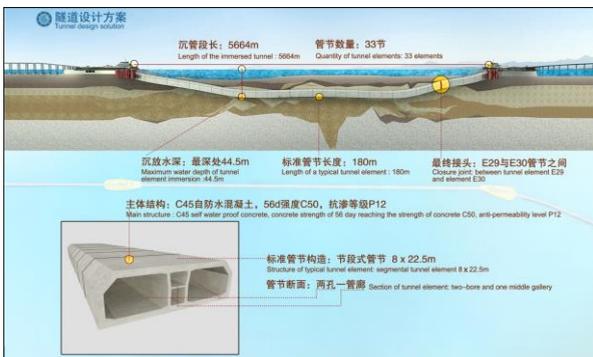


1. 海中隧道採用沉管方案, 沉管段總長5664m
2. 沉管隧道共分33管節, 每節長180m, 單節重約7.4萬噸
3. 隧道斷面: 寬37.95m, 高11.4m
4. 最大沉放水深44m
5. 超大型沉管隧道, 世界上綜合難度最大的沉管隧道之一

58

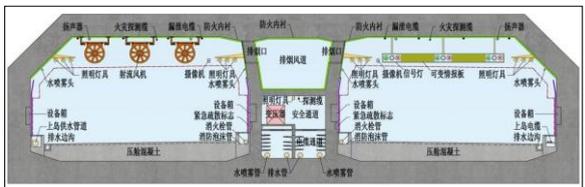
沉管隧道縱、橫斷面
Longitudinal and cross sections

Dr. Morgan Yang



沉管隧道橫斷面
Cross section of IMT

Dr. Morgan Yang



1. 兩孔一管廊截面。兩側為行車道孔, 中間管廊內上層為專用排煙通道, 中層為橫向秘密頻道, 下層為電纜通道和海底泵房
2. 管節長度劃分為共33節: $2 \times 112.5 + 180 + 175 + (5 + 2 + 172) + 26 \times 180 + 2 \times 112.5$
3. 採用管節標準化預製, 減少長度類型
4. 標準管節長180m, 分為8個節段澆築, 節段長度為22.5m

60

工廠法預製沉管管節

Fabrication of tunnel units

1. 沉管預製廠位於桂山島之牛頭島，距隧址約12km。
2. 沉管預製廠用地43.8萬m²，由廠內預製車間、淺塢和深塢工人生活區、管理人員辦公生活區、砂石料堆場及攪拌站、配套碼頭等幾部分組成。
3. 廠內設置有2條管段生產線，月生產能力為8個管段，場內可貯存6個管節。



Dr. Morgan Yang

61

工廠法預製沉管管節

Fabrication of IMT units in a controlled environment

1. 管節在全室內環境下製造，易於控制洗滌和養護時的環境溫度，有效控制裂
2. 鋼筋綁紮、封模、混凝土澆築、拆模、養護等流程實現標準化流水作業，提高了預製效率
3. 管節的預製、起浮、出塢等作業各自獨立，互不幹擾，利於組織生產



Dr. Morgan Yang

全液壓管節範本系統

Casting framework jacking system



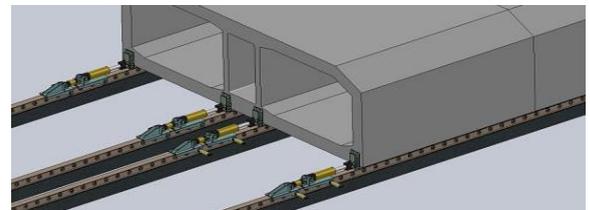
全液壓管節預製範本系統

1. 管節標準長度180m，由8個22.5m節段組成，重約6.9萬噸
2. 全斷面澆築，需在24h內連續澆築約3415m³混凝土；對預製精度和混凝土控裂要求極嚴
3. 全液壓管節範板系統，控制預製精度；採用冰、冷水混合冷卻系統，控制混凝土入模溫度小於25度C，並採用傳統混凝土泵送系統，以實現混凝土控裂

63

分散式千斤頂同步頂推系統

Synchronized jacking system

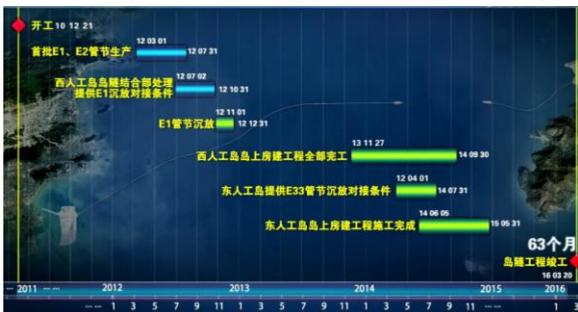


1. 縱向預應力系統
2. 分散式千斤頂，同步支撐，步進式和頂推系統
3. 實現管節縱向滑移

64

總體計畫及里程碑節點

Overall program and milestone



工程於2010年12月21日開工，計畫於2016年3月20日完成，共計63個月

65

工程師之理想，在於將偉大之夢想變成現實。偉大之處，是利
科學知識、發揮無限創造力，充滿
巨大勇氣，循宇宙之規律，信自
然之力量，實現人類夢想！

Tunneling is an art!

沉管隧道技術，創新無限，創意無限！



Speaker: Dr. Morgan Yang

E-mail: Morgan.Yang@AECOM.COM

北京筑信达工程咨询有限公司
Beijing Construction Information Solution Engineering Consulting

土-结构相互作用数值分析讨论

—利用PLAXIS与SAP2000分析地基
与结构的共同作用

筑信达 PLAXIS

内容提要

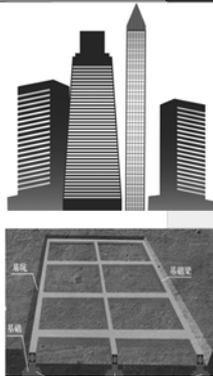
- ◆ 问题的引入
- ◆ 研究现状
- ◆ 弹性地基分析法
- ◆ 整体分析法
- ◆ 结语

筑信达 PLAXIS

问题的引入

◆ 结构设计的传统计算方法

- 上部结构、地基和基础三者分开考虑，作为彼此离散独立单元进行静力平衡计算。
 - 上部结构：刚性地基假设；
 - 基础：地基反力线性分布假定，弹性地基梁板，倒置连续梁板；
 - 地基：地基反力反向作用下的承载力与变形。

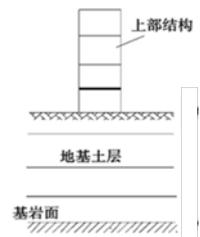


筑信达 PLAXIS

问题的引入

◆ 土-结构相互作用问题 (SSI)

- 对高层、大型、复杂建筑，地基刚性的假设不再成立。
- 三者共同工作，应同时满足**静力平衡**和**变形协调**两个条件。
- 在结构设计时，需要考虑地基与上部结构的共同作用问题。



筑信达 PLAXIS

问题的引入

SSI主要影响

- 地基基础变形使上部结构内力重新分布
- 上部结构刚度对地基基础变形和内力的约束和调整
- 桩筏（箱）基础与地基土层的相互作用（荷载传递）
- 动力作用下地基响应对上部结构动力特性（如周期）的影响
-

筑信达 PLAXIS

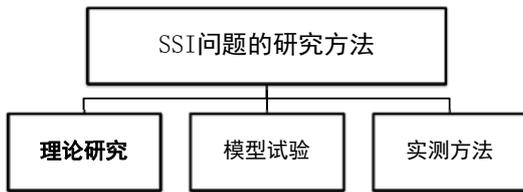
研究现状

SSI分析的主要问题

- 上部结构分析方法比较成熟
- 基础与地基的接触分析（如基底反力分布、基础内力）
- 桩基础的工作性状（桩土相互作用）
- 桩土荷载承担比（布桩方案）
- 地基分析模型（土体本构）

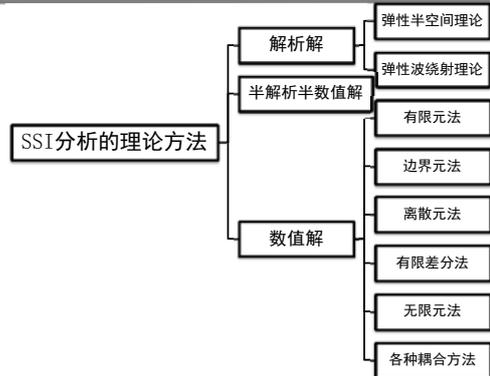
筑信达 PLAXIS

研究现状



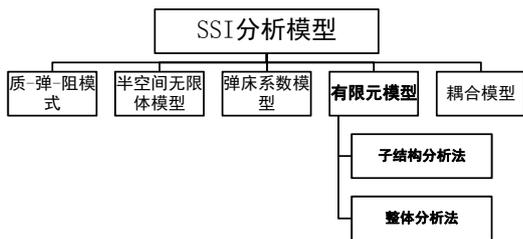
筑信达 PLAXIS

研究现状



筑信达 PLAXIS

研究现状

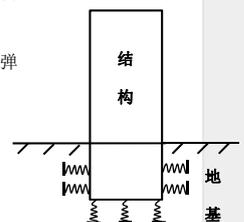


筑信达 PLAXIS

弹性地基分析法

◆ 弹性地基模型

- 用具有一定刚度的弹簧模拟土体对结构的作用—土弹簧
- 文克尔弹性地基模型（地基反力），弹性支点法（侧向反力）



筑信达 PLAXIS

弹性地基分析法

弹簧刚度值的主要影响因素



筑信达 PLAXIS

弹性地基分析法

◆ 土体弹簧刚度的确定:

- 一般采用经验值（或经验公式）法（如基床系数）
 - 取值范围大，基于有限试验数据统计，需根据具体工程进行修正
- 原位（室内）试验法（如静载试验等）
 - 间接取值法，试验点有限，单点试验无法体现整体效应
- 迭代分析法
 - 综合考虑土-结构相互作用效应
 - 结构荷载工况及分布反映到地基模型中
 - 地基土性质及基础形式引起的变形反映到结构模型中
 - 可对任意工程进行针对性分析计算

筑信达 PLAXIS

弹性地基分析法

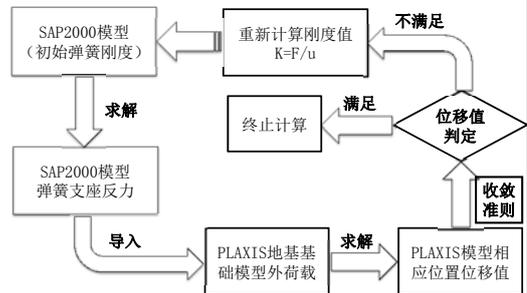
◆ PLAXIS与SAP2000的协同分析:

- SAP2000结构模型
 - 模拟结构的实际尺寸、形状、材料、结构形式等
 - 模拟各种不同工况下的荷载及作用
- PLAXIS地基模型
 - 模拟土体材料性质（如非线性、时间效应等）及土层的实际分布
 - 模拟实际工程的基础（如桩基）与土层的相互作用
- 协同分析
 - 通过迭代计算可以更精确的求解SSI效应，得到符合实际工程和场地条件的弹簧刚度



弹性地基分析法

◆ 迭代计算流程图



弹性地基分析法

◆ 迭代计算的API实现

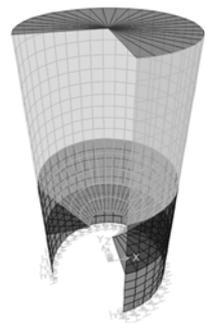
- 利用SAP2000与PLAXIS的API功能实现两个软件的数据交互及计算处理



弹性地基分析法

◆ 筒仓结构

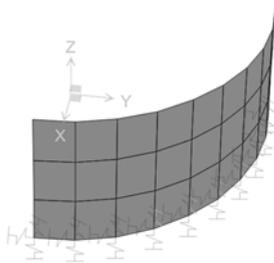
- 直径10m，总高度20m
- 底部支撑结构高5m
- 漏斗部分高5m
- 筒仓部分高10m
- 底部采用600mm厚C30砼壳
- 顶部采用400mm厚C30砼壳



弹性地基分析法

◆ 结构底部约束形式

- 筒仓底部设置36个点约束（从x轴正向逆时针间隔10°）
- X、Y、Z三个方向的点弹簧
- 初始值设为刚性弹簧



弹性地基分析法

◆ 结构荷载

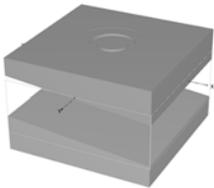
- 恒荷载
- 地震荷载
 - 反应谱函数
 - 反应谱工况
- 荷载组合



弹性地基分析法

◆地基土层

- 上层土为较软弱粘性土，下层土为较坚硬的砂土
- 土层厚度分布不均匀：
 - 上层土厚度5~9m
 - 模型土层总厚度15m
- 模型平面尺寸40×40m



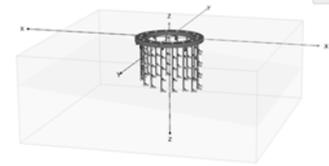
参数	粘性土	砂土	单位
本构模型	MC	MC	\
Y _{sat}	18	20	kN/m ³
E	10e3	30e3	kN/m ²
v	0.3	0.2	\
c	19	1	kN/m ²
φ	20	31	°

筑信达 PLAXIS

弹性地基分析法

◆基础形式

- 筒仓壁下环形条基，宽2m，厚0.6m，C30砼
- 基础下设置单排桩，C30砼
 - 桩径0.8m，桩距约2m，沿基础环向均匀布置
 - 桩长随上覆土层厚度变化，进入持力层（下层砂土）约1~2m
 - 桩长从7.5m~9.0m



筑信达 PLAXIS

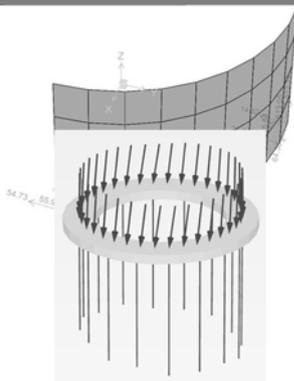
弹性地基分析法

◆荷载

SAP2000模型
底部弹簧反力



PLAXIS 3D模型
基础顶面荷载

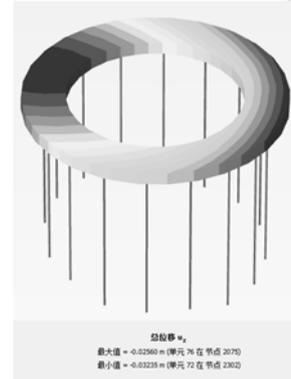


筑信达 PLAXIS

弹性地基分析法

◆基础位移

- 求解地基基础位移U_x, U_y, U_z
- 基础沉降量及水平位移
- 基础沉降差，基础倾斜率



筑信达 PLAXIS

弹性地基分析法

Joint	Test	Output Line	Case Type	Step Type	F1	F2	F3
Unit	Label				KN	KN	KN
NODE1	CDM1	Combation	Max		2.30	31.670	503.980
NODE1	CDM1	Combation	Min		-3.034	-21.363	-243.080
NODE2	CDM1	Combation	Max		5.61	28.019	457.902
NODE2	CDM1	Combation	Min		-6.52	-28.129	-242.282
NODE3	CDM1	Combation	Max		5.907	21.493	470.953
NODE3	CDM1	Combation	Min		-4.002	-23.579	-242.050
NODE4	CDM1	Combation	Max		11.11	19.946	476.953
NODE4	CDM1	Combation	Min		-11.262	-19.927	-223.936
NODE5	CDM1	Combation	Max		16.207	15.47	484.884
NODE5	CDM1	Combation	Min		-16.392	-15.711	-236.245
NODE6	CDM1	Combation	Max		21.301	13.236	451.497
NODE6	CDM1	Combation	Min		-21.596	-12.266	-235.576
NODE7	CDM1	Combation	Max		27.44	8.643	443.745
NODE7	CDM1	Combation	Min		-27.629	-8.722	-236.576
NODE8	CDM1	Combation	Max		32.981	6.974	451.011
NODE8	CDM1	Combation	Min		-33.095	-5.939	-243.534
NODE9	CDM1	Combation	Max		38.536	7.93	442.485
NODE9	CDM1	Combation	Min		-38.634	-7.99	-244.594
NODE10	CDM1	Combation	Max		43.232	2.465	459.456
NODE10	CDM1	Combation	Min		-43.329	-2.507	-247.656
NODE11	CDM1	Combation	Max		43.676	7.90	456.953
NODE11	CDM1	Combation	Min		-43.917	-7.77	-242.525
NODE12	CDM1	Combation	Max		44.536	5.594	456.412
NODE12	CDM1	Combation	Min		-44.6	-5.396	-246.791
NODE13	CDM1	Combation	Max		42.543	8.904	481.026

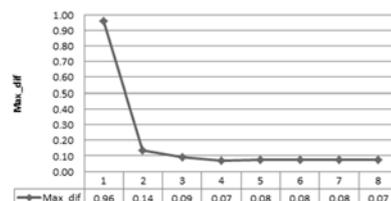
筑信达 PLAXIS

弹性地基分析法

◆迭代计算结果

- 位移相对差值： $Max_dif = \left| \frac{u_{i+1} - u_i}{u_i} \right| \times 100$

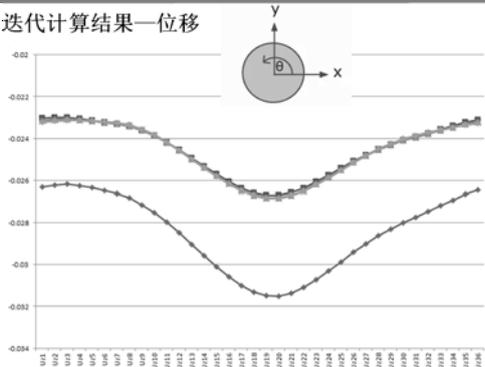
位移收敛过程



筑信达 PLAXIS

弹性地基分析法

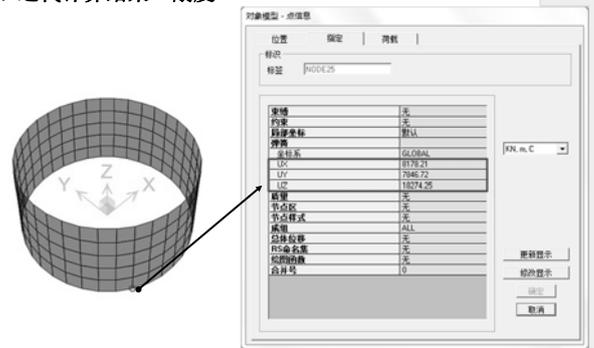
迭代计算结果—位移



筑信达 PLAXIS

弹性地基分析法

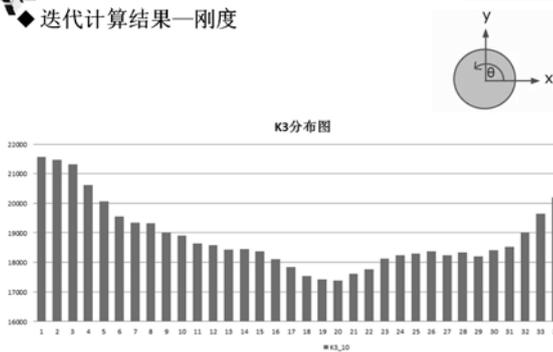
迭代计算结果—刚度



筑信达 PLAXIS

弹性地基分析法

迭代计算结果—刚度

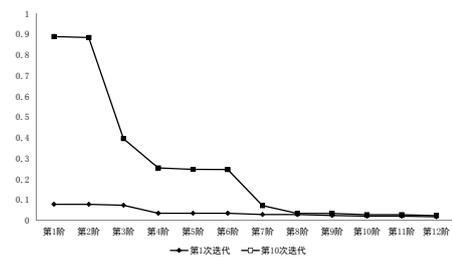


筑信达 PLAXIS

弹性地基分析法

对结构的影响

周期

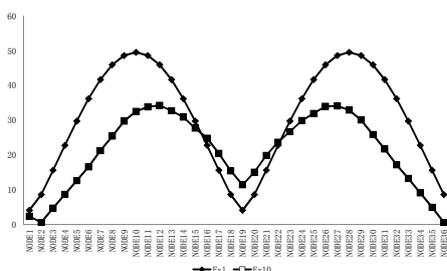


筑信达 PLAXIS

弹性地基分析法

对结构的影响

地震反力

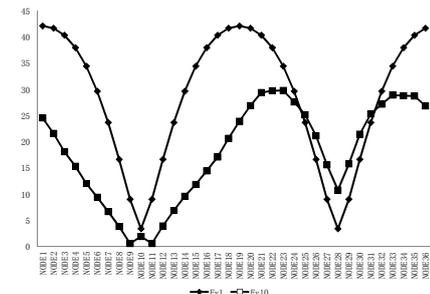


筑信达 PLAXIS

弹性地基分析法

对结构的影响

地震反力

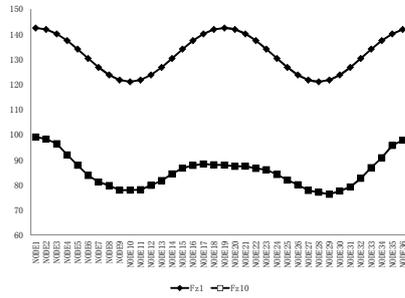


筑信达 PLAXIS

弹性地基分析法

对结构的影响

- 地震反力



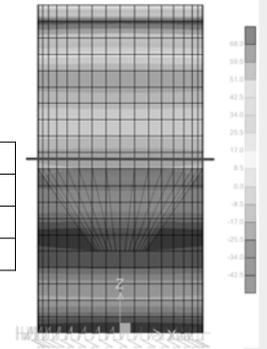
筑信达 PLAXIS

弹性地基分析法

对结构的影响

- 壳内力
 - 恒载+地震荷载

F11 (KN)	X	Y	Z
第1次迭代	755	642	4351
第10次迭代	465	394	4414
变化率	-38.4%	-38.6%	1.4%

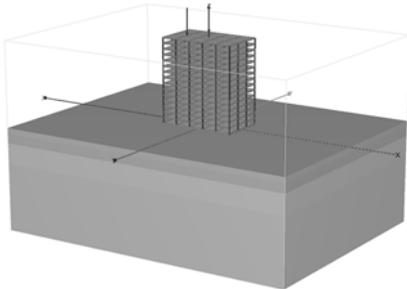


筑信达 PLAXIS

整体分析法

整体分析模型

- 上部结构与地基的整体有限元模型分析

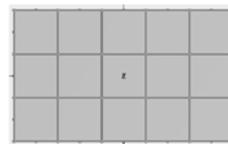


筑信达 PLAXIS

整体分析法

整体分析模型

- 上部结构
 - 3×5跨框架结构
 - 地上15层（层高3m），地下一层（层高3.6m）
 - 荷载工况：结构自重+每层5kN/m2附加荷载



结构平面图

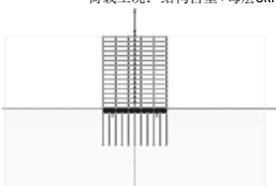
构件	截面尺寸	材料
梁 (mm)	400×600	C30
柱 (mm)	800×800	C40
楼板 (mm)	150	C30
地下室外墙 (mm)	300	C30

筑信达 PLAXIS

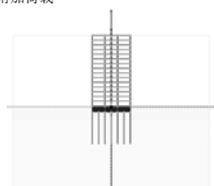
整体分析法

整体分析模型

- 上部结构
 - 3×5跨框架结构
 - 地上15层（层高3m），地下一层（层高3.6m）
 - 荷载工况：结构自重+每层5kN/m2附加荷载



结构纵立面图



结构横立面图

筑信达 PLAXIS

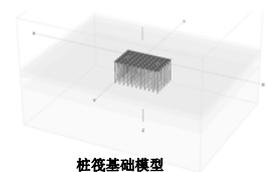
整体分析法

整体分析模型

- 地基基础
 - 桩筏基础，均匀布桩
 - 地基层土主要有4层，均匀分布



筏板及布桩平面图



桩筏基础模型

筑信达 PLAXIS

整体分析法

◆ 整体分析模型

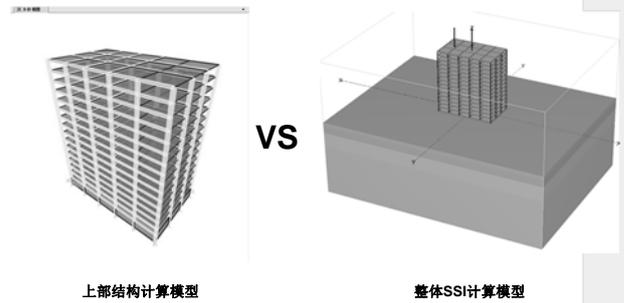
- 地基基础
 - 桩筏基础，均匀布桩
 - 地基土层主要有4层，均匀分布

构件	尺寸		材料
筏板	平面26m×42m	厚1.0m	C30
桩	桩长20m	桩径0.65m	C30

土层	厚度	刚度		强度		重度
	h (m)	E' (kPa)	ν'	C' (kPa)	ϕ' (°)	γ (kN/m ³)
填土	3	7500	0.35	5	25	20
砂土	5	12000	0.35	1	30	19
粘土	10	8000	0.35	6	24	21
砂土	37	30000	0.3	1	35	22

整体分析法

◆ SSI效应对上部结构的影响

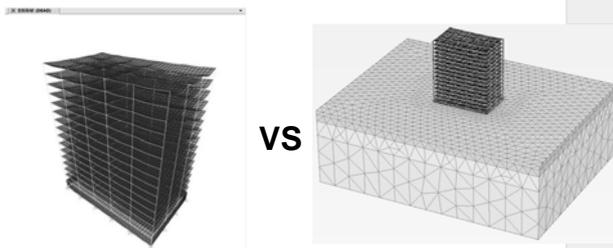


上部结构计算模型

整体SSI计算模型

整体分析法

◆ SSI效应对上部结构的影响



上部结构计算结果

整体SSI计算结果

整体分析法

◆ SSI效应对上部结构的影响

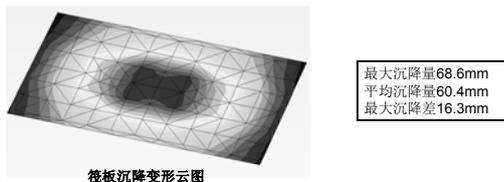
- 上部结构柱内力变化特征
 - 角柱和边柱轴力增大，中柱轴力减小（内柱卸荷效应）
 - 底层柱弯矩变化明显，3层以上弯矩影响较小

柱内力变化对比表

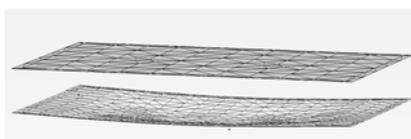
构件		底层柱轴力kN	轴力变化	底层柱弯矩kNm	弯矩变化
角柱	不考虑SSI	1748	底层增大明显，其余层平均增大6%	38(-6)	底层增大明显，3层以上增大3%-8%
	考虑SSI	2340		87(230)	
边柱	不考虑SSI	4096	底层变化较小，其余层平均增大5%	-63(58)	底层增大明显，3层以上变化较小
	考虑SSI	4122		-190(509)	
中柱	不考虑SSI	10950	各层变化较均匀，平均减小7%	-9(5)	底层变化大，3层以上变化较小
	考虑SSI	10217		-48(684)	

整体分析法

◆ 基础变形特征



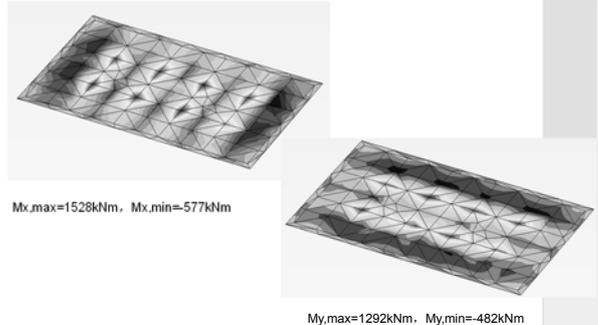
筏板沉降变形云图



筏板挠曲变形图

整体分析法

◆ 基础内力分布



整体分析法

◆ 桩顶反力分布特征

- 角桩反力最大，约为1.36倍平均桩顶反力
- 边桩反力接近平均桩顶反力

■ 长边外排桩顶反力 □ 桩顶平均反力

■ 短边外排桩顶反力 □ 桩顶平均反力

整体分析法

◆ 桩顶反力分布特征

- 内部桩反力最小，比平均桩顶反力小40%~50%左右
- 框架柱所在位置的桩顶反力较大

■ 长中心轴桩顶反力 □ 桩顶平均反力

■ 短中心轴桩顶反力 □ 桩顶平均反力

整体分析法

◆ 桩侧阻力分布特征

- 桩侧摩阻力从桩顶到桩端依次增大
- 边桩及角桩侧阻力充分较发挥

◆ 桩土荷载分担比例

- 桩承担总荷载的78%
- 桩间土承担总荷载的22%
- 桩土荷载分担比3.5:1

整体分析法

◆ SSI效应对基础的影响

整体SSI计算模型 VS 地基基础计算模型

整体分析法

◆ SSI效应对基础沉降的影响

	整体模型	基础模型	
		平均荷载	柱端荷载
平均沉降量 (mm)	60.4	60.8	61.1
最大沉降量 (mm)	68.6	76.2	73.9
最大沉降差 (mm)	16.3	30.8	25.6

筏板纵向轴线沉降曲线对比

— 整体模型 — 基础模型-平均荷载 — 基础模型-柱荷载

整体分析法

◆ SSI效应对基础内力的影响

	整体模型	基础模型	
		平均荷载	柱端荷载
Mx, max (kNm)	1292 (-482)	475 (-138)	1103 (-421)
My, max (kNm)	1528 (577)	695 (-120)	1578 (-567)

筏板纵向轴线Mx对比

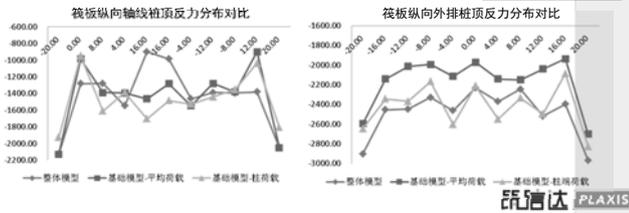
— 整体模型 — 基础模型-平均荷载 — 基础模型-柱荷载

整体分析法

◆ SSI效应对桩顶反力的影响

桩顶反力 (kN)	整体模型	基础模型	
		平均荷载	桩端荷载
角桩 / 平均	1.36	1.15	1.21
边桩 / 平均	1.08	0.96	1.01
中桩 / 平均	0.43	0.63	0.51
桩土荷载分担比	1:3.54	1:4.04	1:3.90

平均桩顶反力: 2339kN



结语

- ◆ 地基-基础-上部结构是一个互联体系，共同作用来承担外部荷载和作用，特别在高层建筑、软土地基的情况下需要考虑SSI效应
- ◆ 在SSI问题的理论研究中，数值分析方法（特别是有限元方法）得到了越来越广泛的应用，而当前计算机硬件以及专业软件的不断发展，为利用该方法提供了可能性
- ◆ 利用PLAXIS与SAP2000进行迭代分析弹性地基模量（弹簧刚度），可以求得更加符合工程实际条件的结构内力、周期及地基基础变形、反力等

结语

- ◆ 利用PLAXIS进行整体SSI分析，并与不考虑SSI效应的情况进行对比，可见SSI效应对结构内力、基础沉降和内力、桩顶反力分布、桩土荷载分担比例等均有较明显的影响。
- ◆ 利用PLAXIS求解地基的等效弹性刚度，在SAP2000中进行整体分析；利用SAP2000模型求得上部结构刚度和荷载的等效模型，在PLAXIS中进行整体分析。

谢谢 Thanks

微信 公众账号: **clsec68924600**
 YOUKU优酷 i.youku.com/bjclsec
 新浪微博 @筑信达 weibo.com/clsec

重庆来福士广场结构设计挑战与创新

2014年10月23日 | 奥雅纳工程咨询上海有限公司

汇报提纲

- Arup简介及在中国三十年回顾
- 重庆朝天门项目简介
- 重庆朝天门项目的挑战
- 重庆朝天门项目的创新

ARUP

2 汇报提纲

ARUP

Arup简介及在中国三十年回顾

- Arup简介
- 在中国三十年回顾

ARUP

奥雅纳工程顾问



ARUP

奥雅纳于1946年在英国成立，目前已在39个国家和地区设立了90多家分支机构，拥有逾11,000名规划、设计、工程和咨询专业人员，用创意与热忱在世界各地营建创新项目。



技术与服务

声音与振动控制
 尖端几何技术
 尖端科技
 建筑设计
 资产管理
 影音系统
 建筑物理
 可持续建筑技术
 商务咨询
 土木工程
 通讯与资讯科技
 施工管理
 控制工程
 设计管理
 鉴定评测
 能源策略
 环境研究
 幕墙工程
 设施管理

可行性研究
 消防安全工程
 岩土工程
 工业工程
 室内设计
 检验和维修咨询
 照明设计
 机电工程
 规划、城市设计及经济
 项目管理
 风险评估
 安全咨询
 抗震工程
 场地评估
 结构工程
 交通咨询
 汽车设计
 会场专业设计
 水环境工程

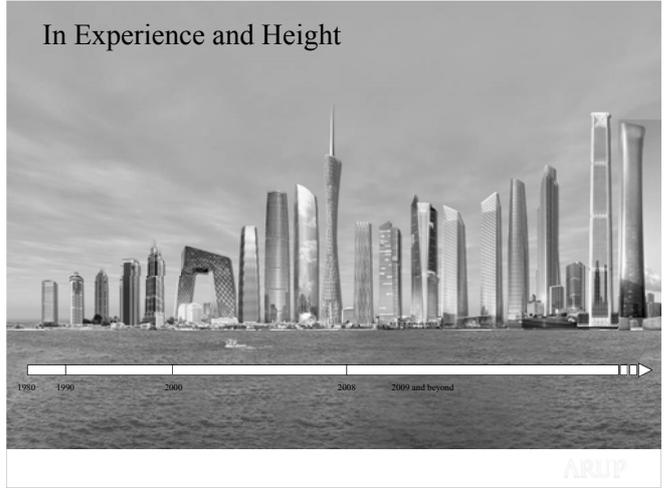
ARUP

中国办公室分布

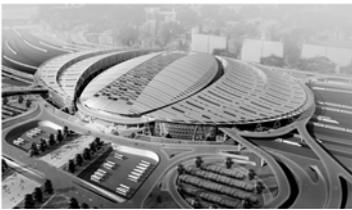
- 深圳 (1995)
- 上海 (1996)
- 北京 (2002)
- 澳门 (2003)
- 广州 (2006)
- 武汉 (2007)
- 天津 (2008)
- 重庆 (2010)
- 台湾 (2010)



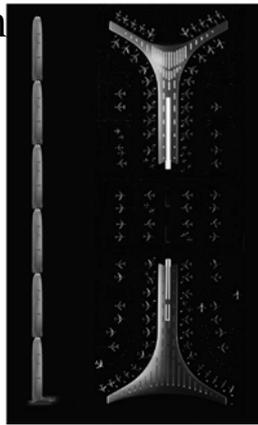
In Experience and Height



In Width and Length



From 600m dia Beijing South Station to 3km long Capital Airport



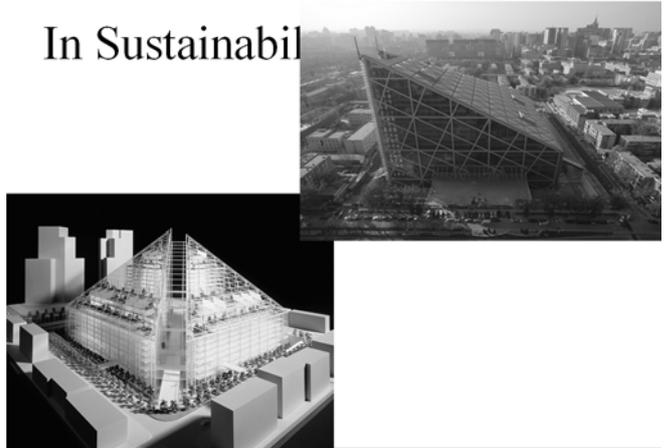
In Complexity

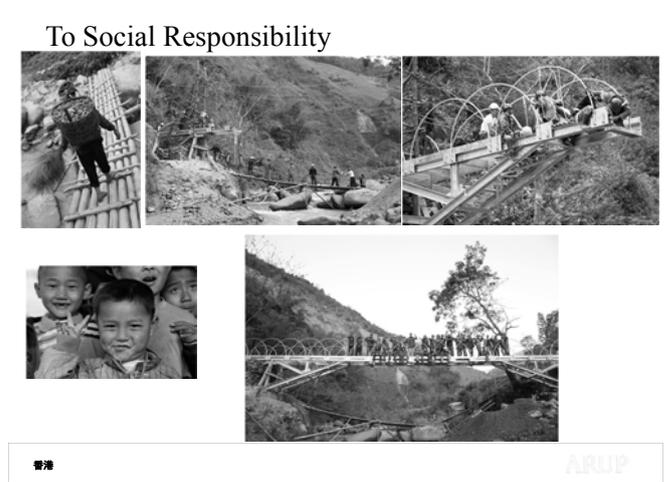
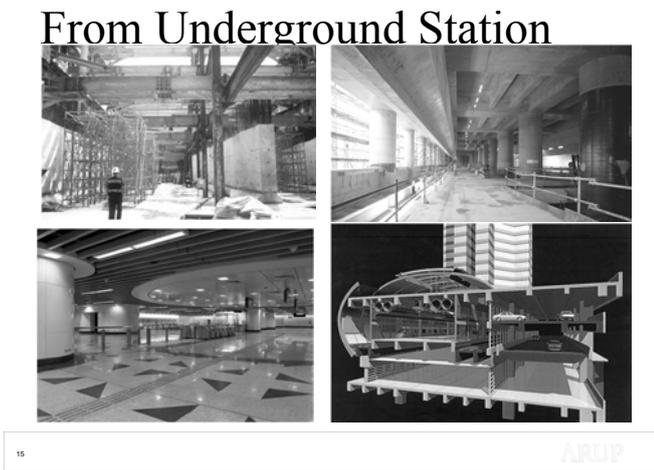
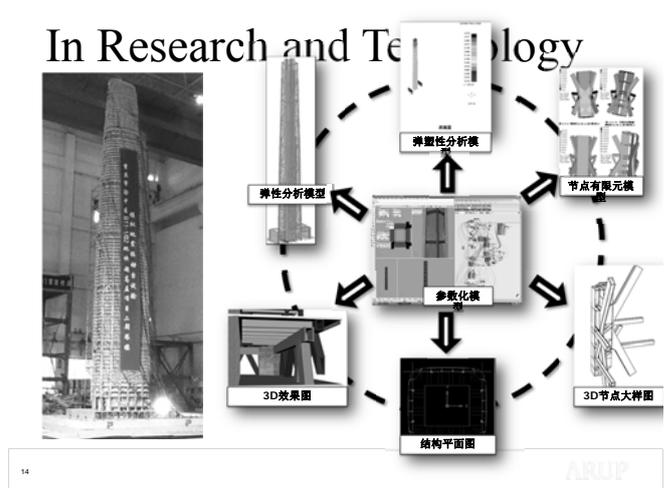


In Innovation



In Sustainability





重庆朝天门项目简介

- 设计团队
- 工程概况



重庆来福士广场项目

业主
Capitaland

建筑师
Moshe Safdie Associates

结构设计单位:

奥雅纳工程咨询 (从概念设计、方案设计、设计深化到施工图设计阶段)

国内合作单位:

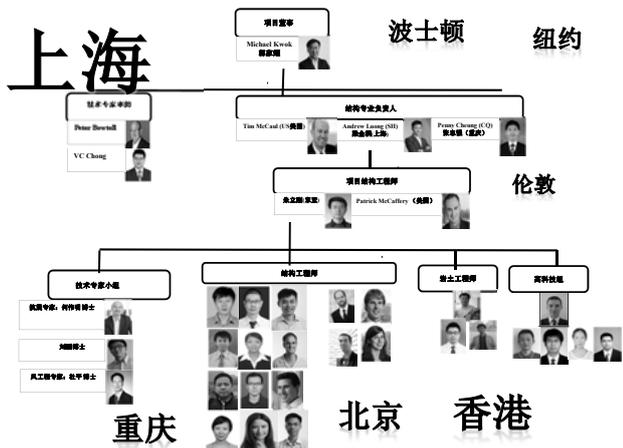
重庆市设计院



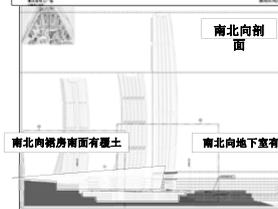
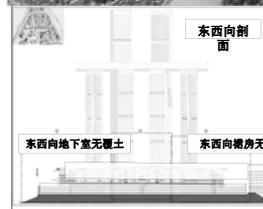
ARUP

20 项目总体

ARUP



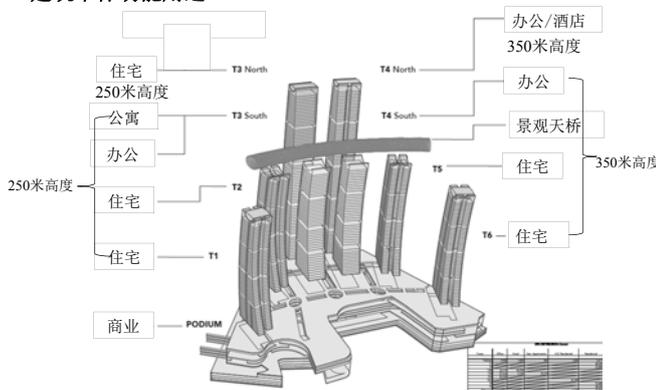
工程场地环境



22 项目总体

ARUP

建筑单体功能用途



重庆朝天门项目的挑战

- 场地边坡稳定设计
- 多塔连桥设计

23 项目总体

ARUP

ARUP

主要的各项专家咨询会、审查会回顾



地震荷载

- 设计目标反应谱

设计目标反应谱参数	多遇地震	设防地震	罕遇地震
A_{max} (gal)	25	70*	175*
β	2.25	2.25	2.25
α_{max}	0.05625	0.1575	0.39375
T_g (s)	0.45	0.45	0.50

*与6度相比放大系数为 25(小震安评加速度峰值) / 18(小震规范6度加速度峰值) = 1.39

- 设计时程波

经业主委托，北京震泰公司为本工程提供南塔楼和北塔楼小震与大震计算所需的28组时程波。波形、持时、与反应谱统计意义上的相关性基本满足规范要求。

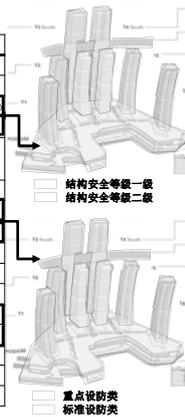
ARUP

26 地震荷载

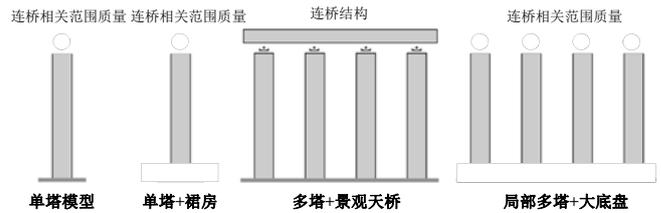
ARUP

分类参数

主要项目	参数
结构设计基准期(可靠度)	50年
结构设计使用年限	50年
建筑结构安全等级	一级(与连桥相连的南塔楼、北塔楼与连桥关键构件, 轻轨站区域) 二级(T1、T6塔楼, 裙房与地下室)
结构重要性系数	1.1(与连桥相连的南塔楼、北塔楼与连桥关键构件, 轻轨站区域) 1.0(T1、T6塔楼, 裙房与地下室)
结构耐久性	50年(轻轨站区域耐久性为100年)
建筑抗震设防分类	除T1与T6塔楼(裙房屋顶以上部分)为标准设防类, 其余塔楼、空中连桥、裙房以及地库均为重点设防类。
建筑高度类别	各塔楼均超B
地基基础设计等级	甲级
基础设计安全等级	同上部结构
抗震罕遇地震	6度, 采用专家建议反应谱以及场地地震动参数
抗震措施	7度(T1/T6为6度)
设计基本地震加速度峰值	0.075g
场地类别	按三类场地统一取用
特征周期 T_g	0.45s



多种分析模型



单塔模型: ETABS/YJK/MIDAS Gen/SAP2000

多塔模型: SAP2000/YJK/LS-DYNA

大震弹塑性模型: LS-DYNA/ABAQUS (ECADI第三方模型)

27 分类参数

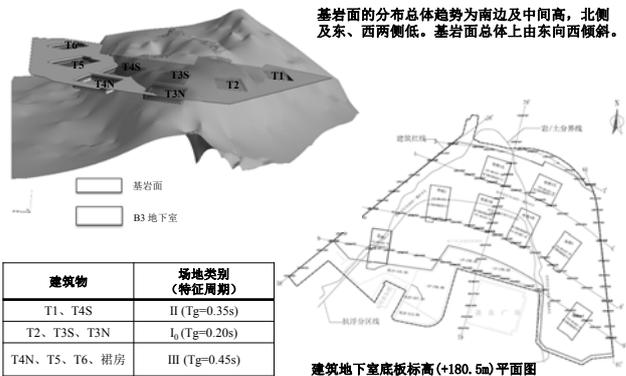
ARUP

28

ARUP

场地边坡稳定

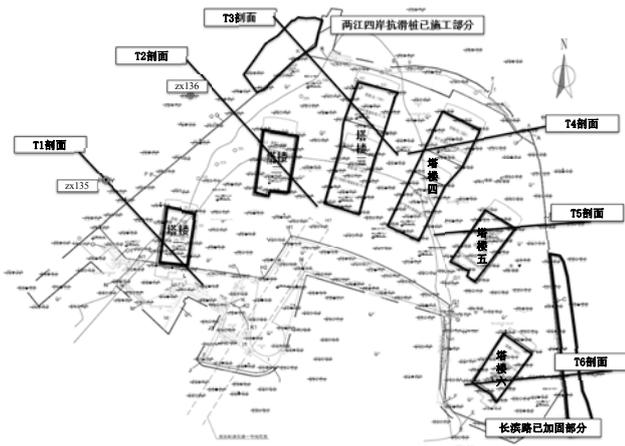
地质条件



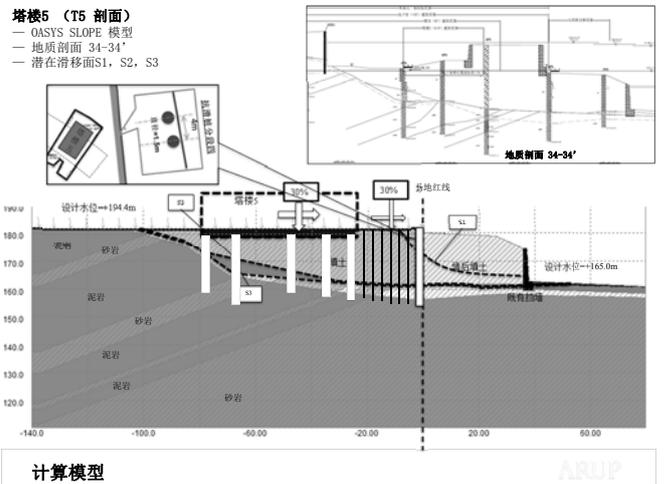
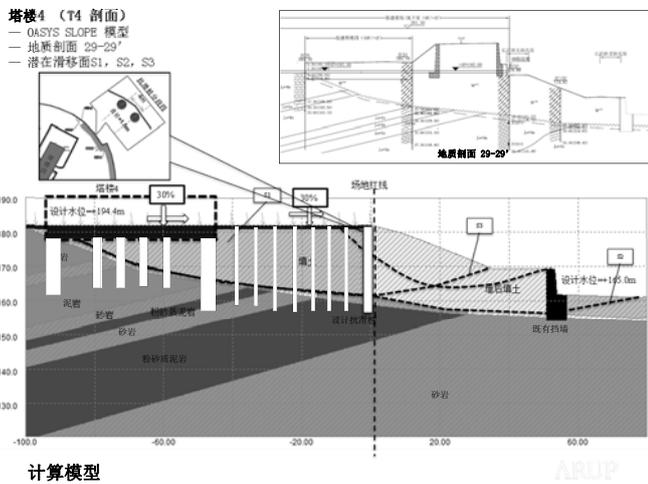
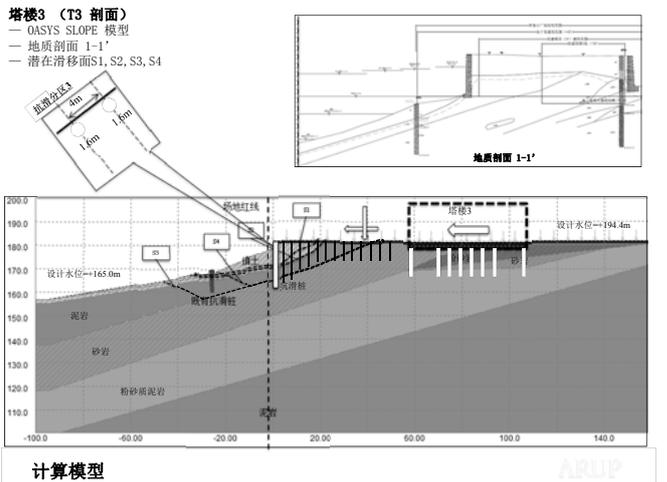
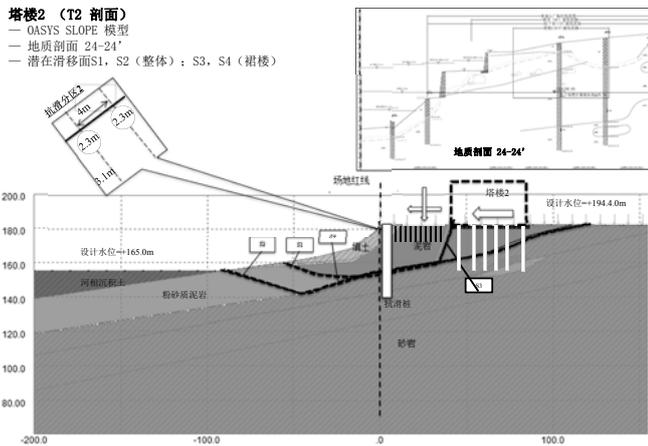
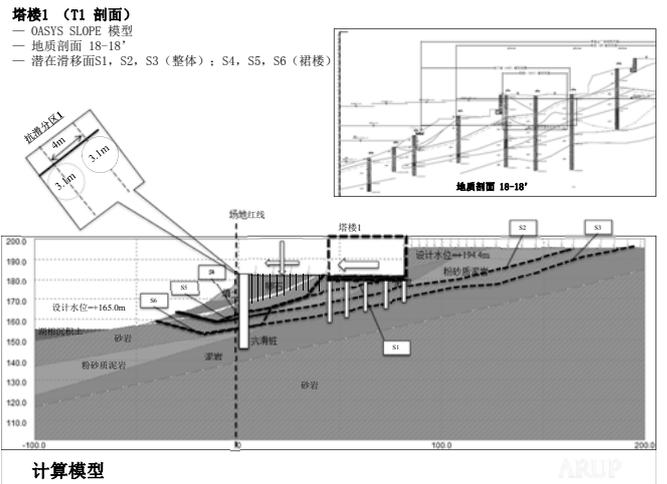
ARUP

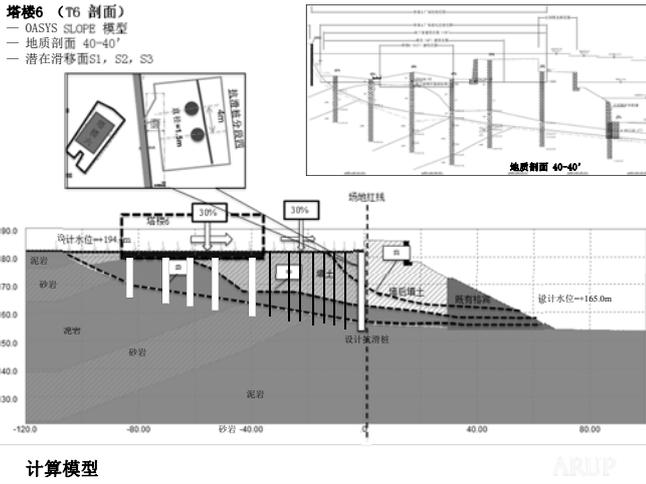
30 地质条件

ARUP



建筑边坡剖面的平面位置

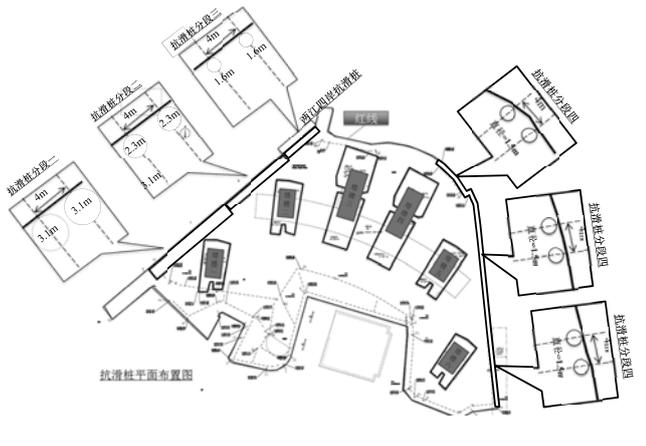




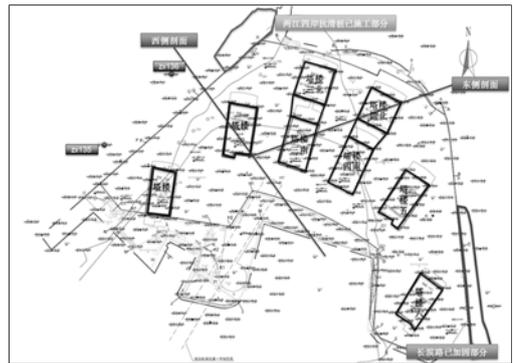
稳定性计算结果 (OASYS SLOPE)

位置	抗滑桩	工况	稳定性安全系数	
			桩、塔楼整体	桩、塔楼整体
塔楼一	无	静力	1.1575<1.35	1.7449>1.35
		小震	1.0769<1.15	1.5142>1.15
		中震	0.9573<1.15	1.2272>1.15
	有	静力	1.4531>1.35	1.8442>1.35
		小震	1.3518>1.15	1.5994>1.15
		中震	1.2002>1.15	1.2964>1.15
塔楼二	无	静力	1.2610<1.35	1.6719>1.35
		小震	1.2332>1.15	1.4899>1.15
		中震	1.0701<1.15	1.2041>1.15
	有	静力	1.4827>1.35	1.8182>1.35
		小震	1.3575>1.15	1.5676>1.15
		中震	1.1779>1.15	1.2668>1.15
塔楼三	无	静力	1.1790<1.35	--
		小震	1.1100<1.15	--
		中震	1.0030<1.15	--
	有	静力	1.3850>1.35	--
		小震	1.2922>1.15	--
		中震	1.1510>1.15	--
塔楼四	无	静力	1.1890<1.35	--
		小震	1.0740<1.15	--
		中震	0.9120<1.15	--
	有	静力	1.5610>1.35	--
		小震	1.4110>1.15	--
		中震	1.1970>1.15	--
塔楼五	无	静力	1.2590<1.35	--
		小震	1.1480<1.15	--
		中震	1.0000<1.15	--
	有	静力	1.4730>1.35	--
		小震	1.3430>1.15	--
		中震	1.1510>1.15	--
塔楼六	无	静力	1.2740<1.35	--
		小震	1.1600<1.15	--
		中震	1.0000<1.15	--
	有	静力	1.4940>1.35	--
		小震	1.3710>1.15	--
		中震	1.1920>1.15	--

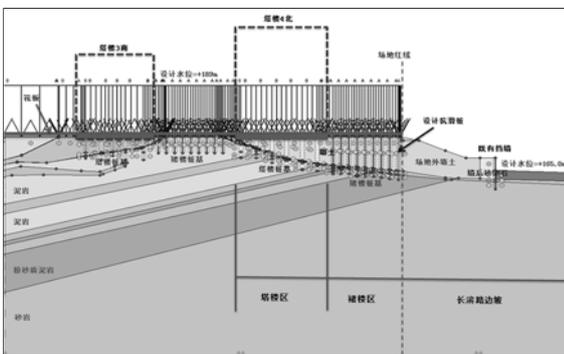
建筑边坡稳定性



东西两侧各选取一个典型剖面(西侧选塔楼二, 东侧选塔楼四), 应用PLAXIS 2D 软件对各剖面在静力和地震条件下的位移进行计算分析, 剖面的位置如图所示。



东侧-塔楼T4N

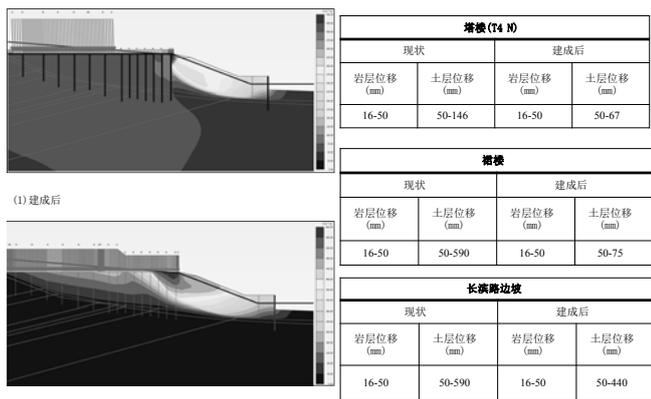


东侧-小震下总位移

塔楼(T4N)			
现状		建成后	
岩层位移 (mm)	土层位移 (mm)	岩层位移 (mm)	土层位移 (mm)
10-30	30-138	10-40	40-50
裙楼			
现状		建成后	
岩层位移 (mm)	土层位移 (mm)	岩层位移 (mm)	土层位移 (mm)
10-30	30-259	10-40	40-50
长滨路边坡			
现状		建成后	
岩层位移 (mm)	土层位移 (mm)	岩层位移 (mm)	土层位移 (mm)
10-30	30-259	10-40	30-140

位移分析

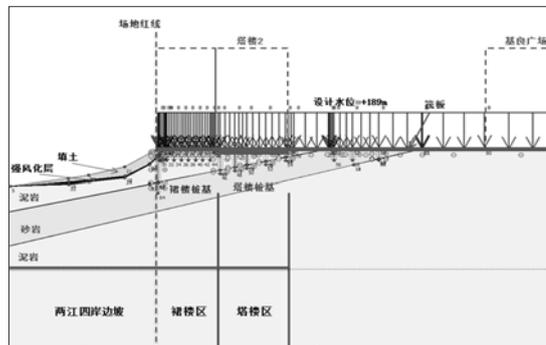
东侧-中震下总位移



位移分析



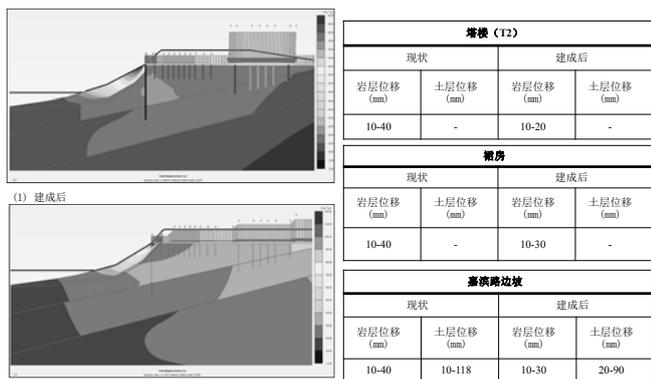
西侧-塔楼二



位移分析



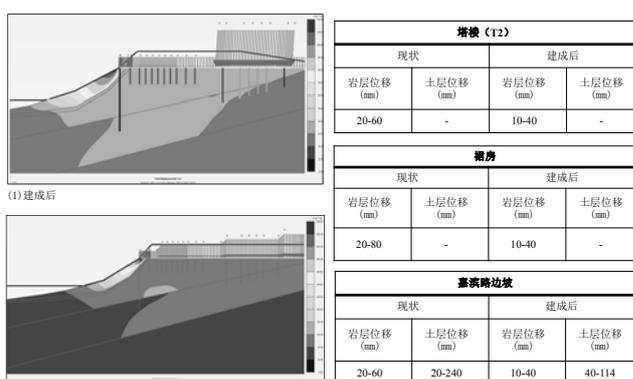
西侧-小震下总位移



位移分析



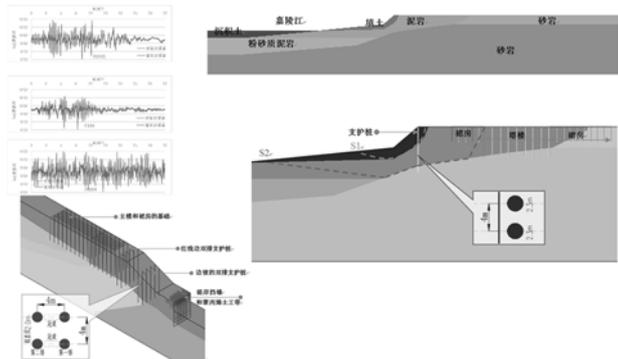
西侧-中震下总位移



位移分析



建研(北京)抗震工程结构设计事务所进行场地动力分析验算并进行专家审查



场地稳定性论证

重庆来福士广场项目场地稳定性论证意见

重庆来福士广场项目位于重庆市南岸区海棠溪街道，拟建4栋20m和1栋30m的超高层住宅。

2014年8月29日，中冶岩土工程技术有限公司进行了场地动力分析及稳定性论证，论证结论如下：

一、场地稳定性：场地稳定性良好，可作为建筑结构桩基础持力层。

二、地基承载力：地基承载力满足设计要求。

三、桩基稳定性：桩基稳定性满足设计要求。

四、抗震性能：抗震性能满足设计要求。

五、结论：该场地稳定性良好，可作为建筑结构桩基础持力层。

中冶岩土工程技术有限公司 总工程师 王强

中冶岩土工程技术有限公司 项目负责人 王强

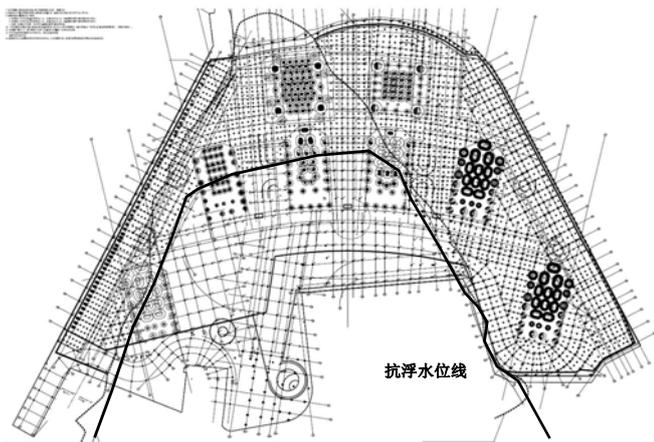
中冶岩土工程技术有限公司 项目负责人 王强

中冶岩土工程技术有限公司 项目负责人 王强

小结

- 场地稳定性分析报告全面，提出的工程措施可行、安全可靠，报告结论可信；
- 场地岩层稳定，可作为建筑结构桩基础持力层；
- 场地东、西两侧采用了抗滑桩保证土体稳定，并进行地震作用下的相关验算；
- 补充动力有限元分析和岩土动参数测定。（建研(北京)抗震工程结构设计事务所《工程场地地震稳定性分析报告》中对该问题进行了重点分析，并通过函审。）



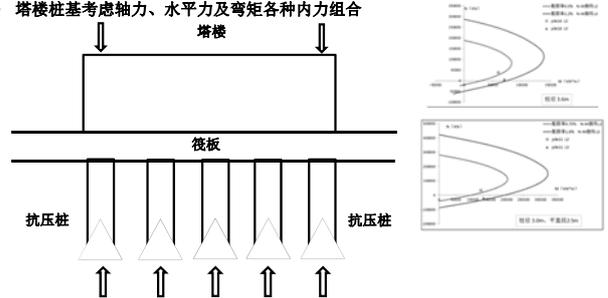


49 基础方案——总体平面布置图

塔楼基础方案

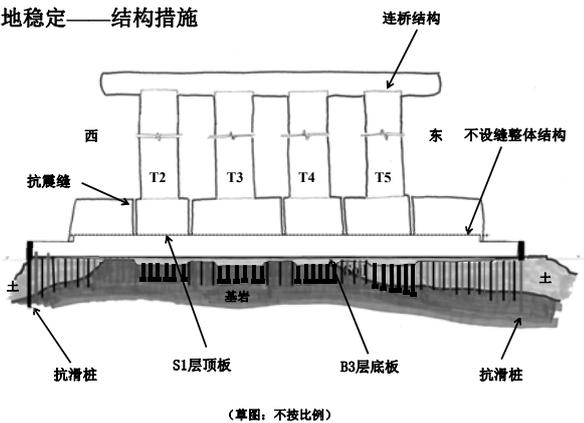
- 塔楼桩基基础以下卧稳定中风化岩层为桩基持力层
- 塔楼桩基按照中震、大震性能目标进行设计
- 塔楼桩基考虑轴力、水平力及弯矩各种内力组合

项目	PK614	PK611	
桩身直径 (mm)	3400	3400	
大震	N (kN)	1713	20769
	V (kN)	14629	8888
	M (kN·m)	4867	141386
抗震等级 (%)	1.2	1.6	
抗震等级 (%)	0.888	0.792	



50 基础方案——塔楼基础

场地稳定——结构措施



(草图: 不按比例)

51 场地稳定——结构措施

场地稳定性

- 本项目两侧临江, 场地稳定性分析结果表明: 东西两侧建筑边坡在不考虑抗滑措施情况下, 边坡的安全储备不足, 通过采取一定的措施:

- 结构措施: 为了增强结构的整体性, 地下室B3至S1层的整个结构不设结构缝, 形成一个巨大的刚性底盘。中南部直接坐落在中风化基岩上, 东西侧通过抗滑桩、工程桩把结构大底盘与底部基岩相连形成一有机整体。
- 岩土工程措施: 在东西两侧设置抗滑桩, 提高整个场地的稳定安全系数, 并且有效减少场地内的变形。
- 在场地两侧布置一定数量的长期监测点。

通过采取以上措施, 场地稳定性是可以满足相关规范要求的, 而且并没有对周边环境造成不利的影

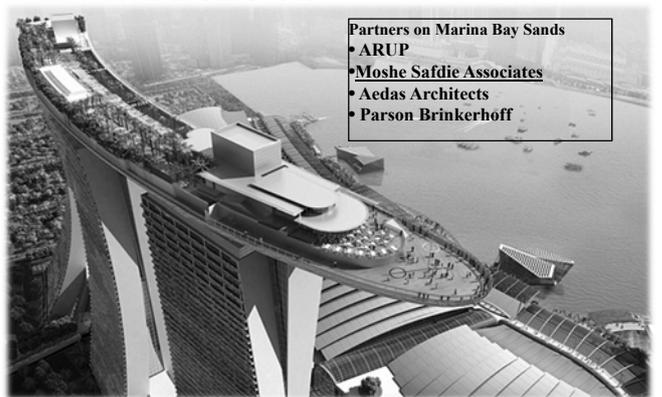
- 2014年4月29日在重庆市委建委的组织下, 邀请了国内与当地著名的专家: 曾世仁、钱志雄、王亚勇、方爱东、李英民、何平、尧红庆等对本项目场地的稳定性进行论证。结论是采取抗滑措施后, 场地稳定性是有保证的。相关“场地稳定性分析报告”详见附件1, 相关论证的意见详见附件5。

- 2014年8月4日由李英民、方爱东、陈国兴进行了本场地的动力有限元分析的审查验收。

52 场地稳定性

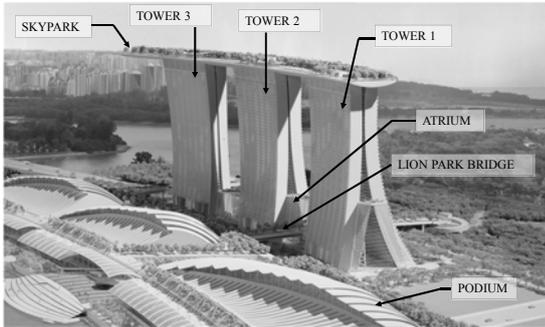
多塔连桥设计

新加坡滨海湾金沙酒店



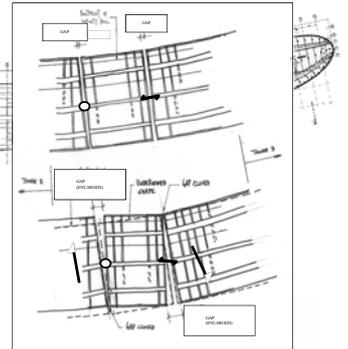
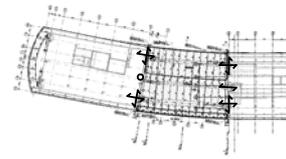
Introduction

- ▶ Tower 200m
- ▶ Skypark Length 340 m
- ▶ Cantilever Length 65.5 m



ARUP

Movement Joint

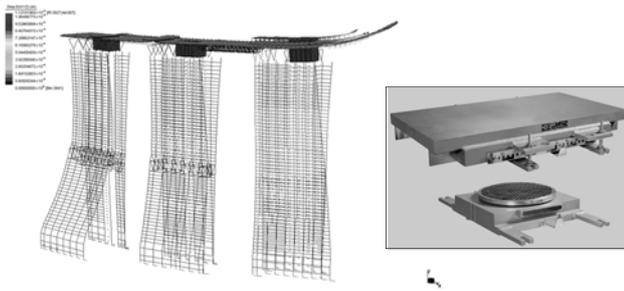


Maximum Anticipated Movement

- Gravity: 150mm (Irreversible)
- Wind: +/- 250mm (Reversible)
- Seismic: +/- 600mm (Reversible)

Typical movement joint detail (Steel/ RC interface)

ARUP



ARUP

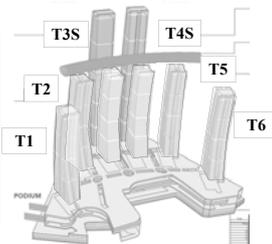
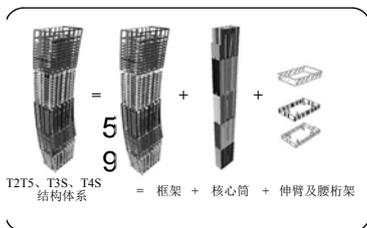
	塔楼	高度 (m)	设防地震烈度	基本风压
金沙大酒店	3	200	非抗震	0.66kpa
重庆朝天门	4	250	0.075g	0.95Kpa

连桥高度处50年设计风压 (10分钟平均) 比较



ARUP

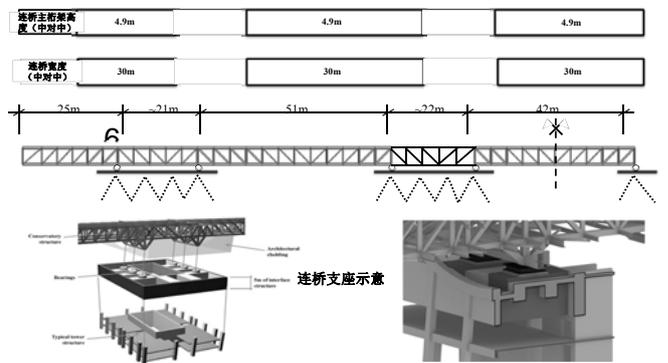
南楼结构体系及功能介绍



59 南塔结构体系及设计

ARUP

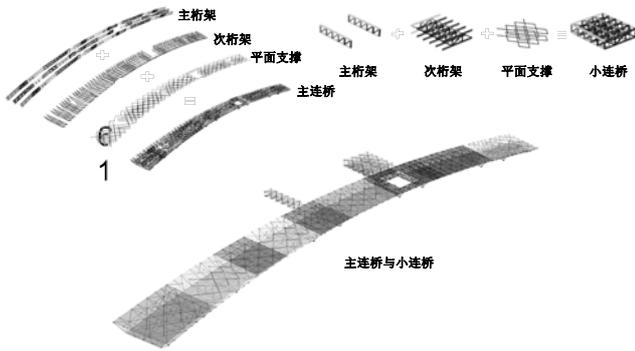
主连桥结构



60 连桥结构体系

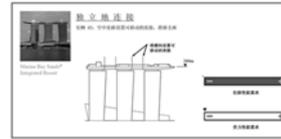
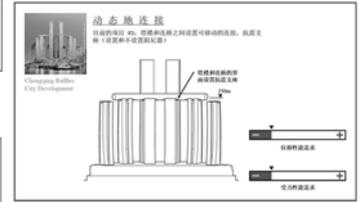
ARUP

主连桥结构体系



61 连桥结构体系

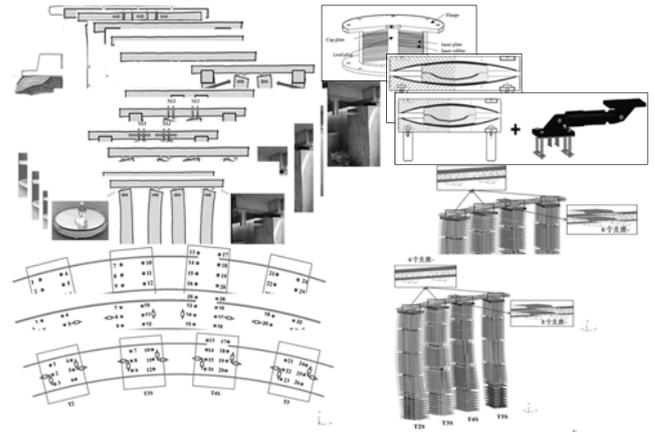
ARUP



ARUP

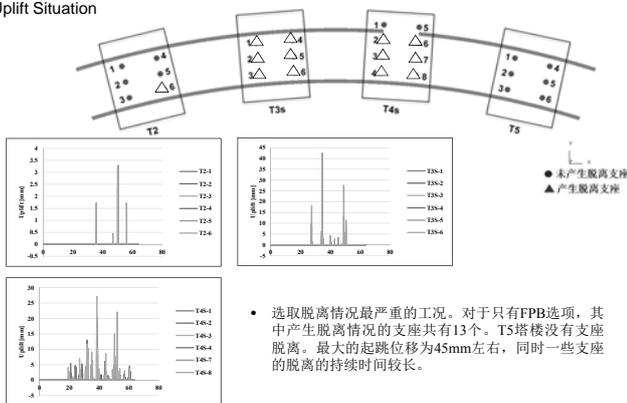
支座选项	没有连桥		部分隔离选项				全部隔离选项			
	0	1	FPB		LRB		FPB		FPB+ Damper	
包含荷载组合	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B
摩擦系数, m			3%	10%	3%	10%	5%	5%	5%	5%
阻尼力							5MN	5MN		
A 4 FPB			A	A	A	A	A	A		
B 6 FPB							B	B		
C 6/8/10/12 LRB					6	6	8			
D 6 LRB 拉力释放						10	12			
E 8 LRB 拉力释放										

ARUP

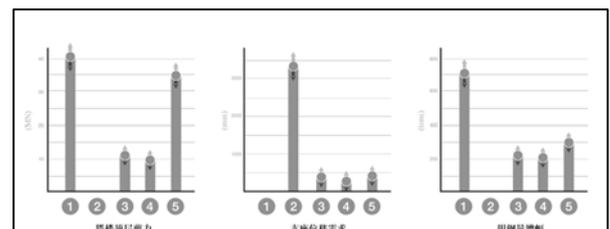
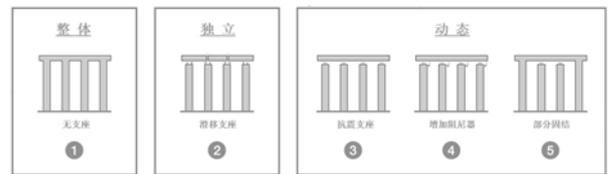


ARUP

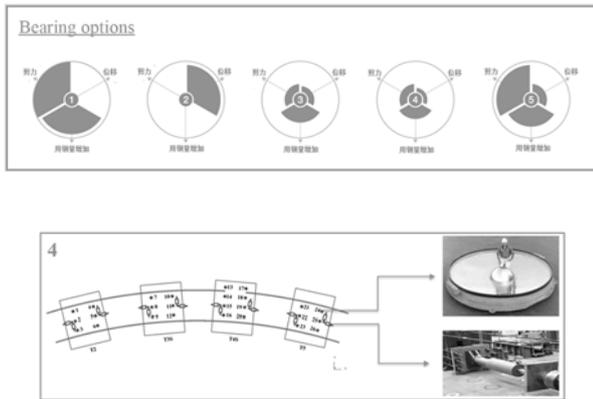
塔楼支座脱离情况 – Pure FPB Uplift Situation



ARUP



ARUP



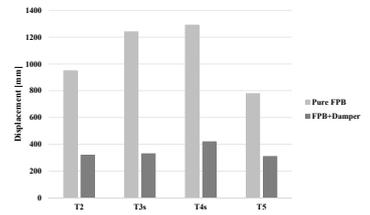
支座和阻尼器位移

- 只有FPB 选项的最大位移为1290mm, 最大位移发生在T4s塔楼上。

塔楼编号	位移量 (mm)	选取支座 (mm)
T2	950	±950
T3s	1240	±1250
T4s	1290	±1300
T5	780	±800

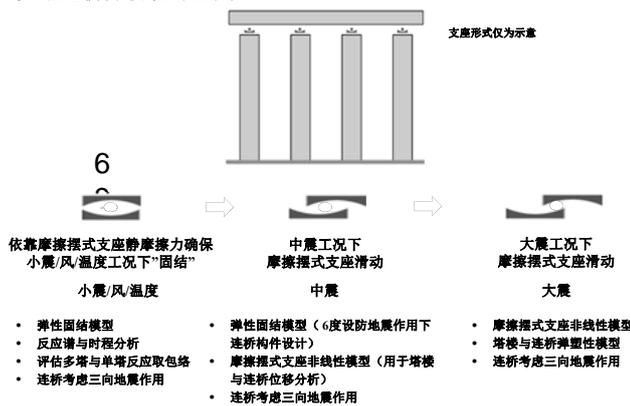
- FPB + Damper 选项的最大位移为420mm, 最大位移发生在T4s塔楼上。

塔楼编号	位移量 (mm)	选取支座 (mm)
T2	330	±350
T3s	330	±350
T4s	420	±450
T5	310	±350



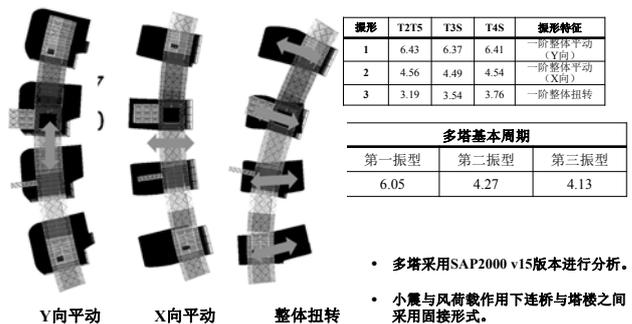
根据专家评审意见, 选取支座和阻尼器的位移量时采用最不利三组工况并乘以1.5倍的安全系数。

多塔连桥分析设计原则



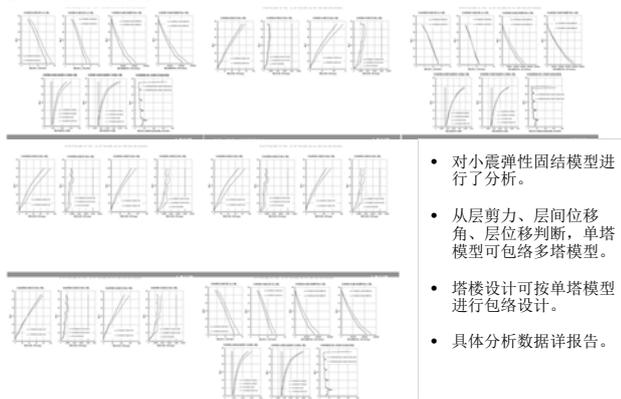
60 多塔连桥分析

多塔连桥弹性分析



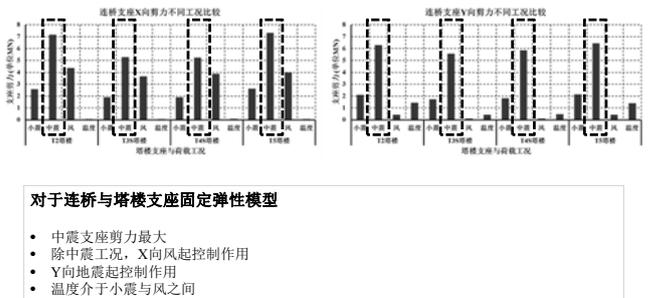
70 多塔连桥弹性分析

多塔与单塔比较



71 多塔连桥弹性分析

连桥支座剪力不同工况比较



72 多塔连桥弹性分析

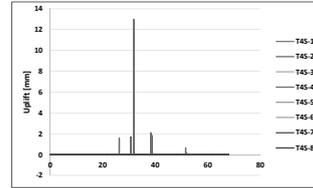
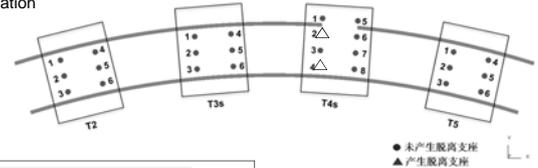
7%动摩擦系数，6m曲率半径

不同层对层间剪力的反应不同，在不同的方向层间剪力也会有不同，考虑合成位移的影响相比较更为合理。实际弹塑性工况下的折减系数相比较于弹性工况要小。

Elastic	T2	T3S	T4S	T5
TH1	0.54	0.52	0.39	0.38
TH2	0.32	0.32	0.25	0.38
TH3	0.42	0.50	0.35	0.34
TH4	0.33	0.38	0.32	0.33
TH5	0.24	0.28	0.28	0.27
TH6	0.38	0.36	0.32	0.35
TH7	0.35	0.35	0.39	0.32
Average	0.37	0.39	0.33	0.34

Elastic	T2	T3S	T4S	T5
EW	0.49	0.34	0.29	0.42
NS	0.34	0.49	0.37	0.32
Resultant	0.37	0.39	0.33	0.34

塔楼支座脱离情况 – FPB+Damper Uplift Situation



- 选取脱离情况最严重的工况。对于FPB+Damper选项，其中产生向上位移情况的支座在T4s共有2个，最大起跳位移在13mm左右。其他塔楼没有脱离的情况。

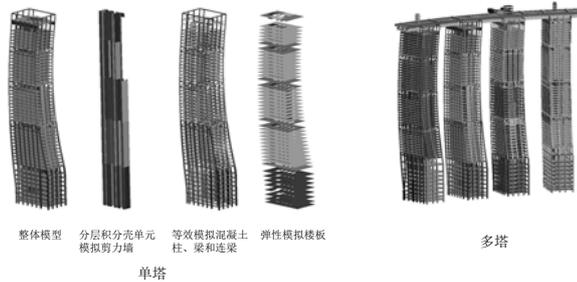
- 对于这些支座的脱离情况主要是因为这两个支座相对于其他支座所受的重力较轻。这会导致这些支座在模拟的时候存在很多问题。但是这些并不是真正的起跳情况，需要进一步的研究来消除这些脱离。

73 连桥支座专项分析

ARUP

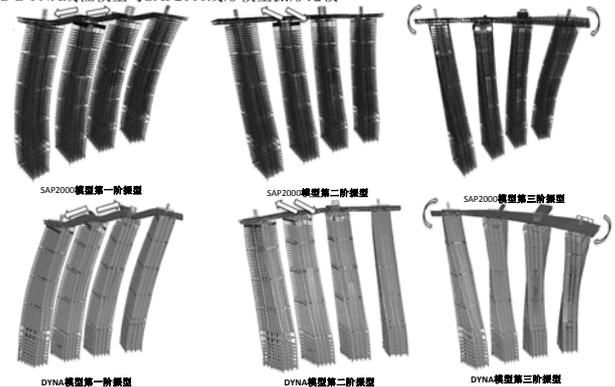
四塔非线性模型工况描述

非线性动力时程分析LS-DYNA模型根据本结构线性动力分析ETABS模型建立。两个分析模型的线性动力特性基本一致。在LS-DYNA模型中定义构件的非线性本构关系和滞回规则，建立非线性动力时程分析模型。

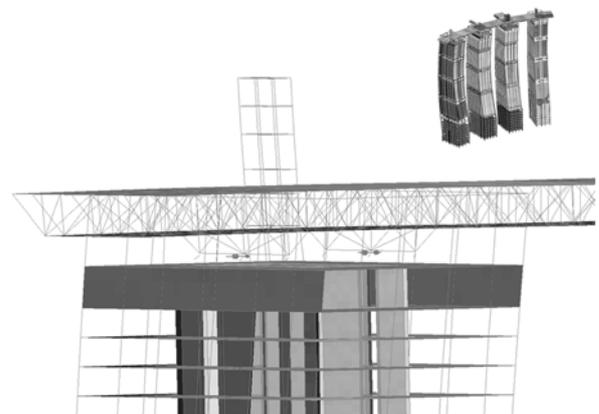
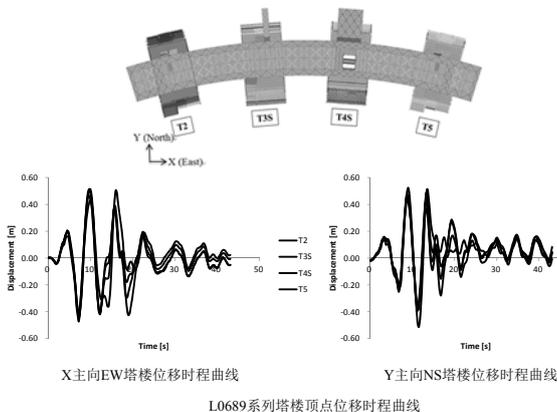


四塔非线性模型工况描述

LS-DYNA线性模型与SAP2000线形模型振幅比较



四塔非线性模型工况描述



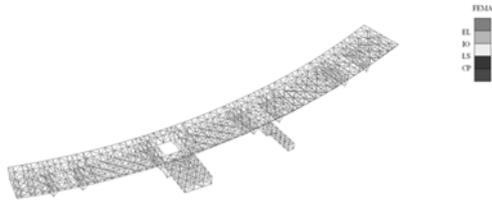
78 连桥支座专项分析

ARUP

四塔非线性模型工况描述

- 连桥抗震性能

连桥基本没有出现塑性性较(绿色)，基本都处于弹性状态(灰色)。



连桥结构破坏状态

(无:无结构破坏; 能:轻微结构破坏, 可运行; 黄:尚可参用, 可保证生命安全; 红:破坏。)

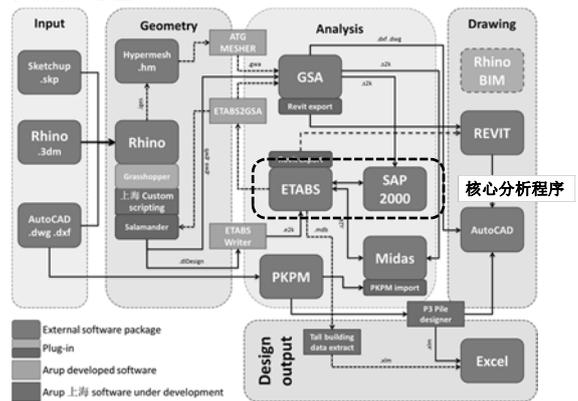
重庆朝天门项目的创新 ——北塔结构组合伸臂墙

ARUP

ARUP

ETABS和SAP2000的应用

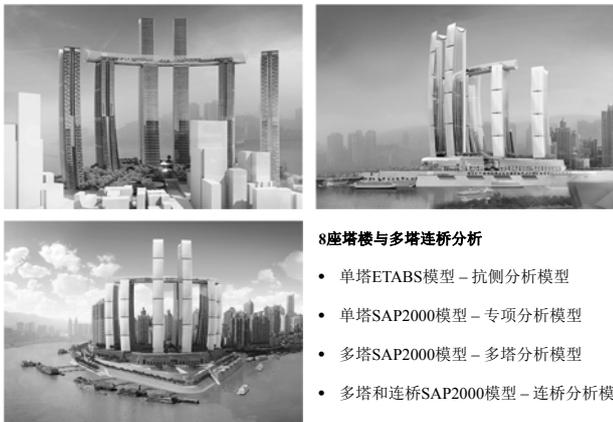
基本分析流程



ARUP

82

ARUP



8座塔楼与多塔连桥分析

- 单塔ETABS模型 - 抗侧分析模型
- 单塔SAP2000模型 - 专项分析模型
- 多塔SAP2000模型 - 多塔分析模型
- 多塔和连桥SAP2000模型 - 连桥分析模型

利用ETABS与SAP2000接口进行模型前后处理

83

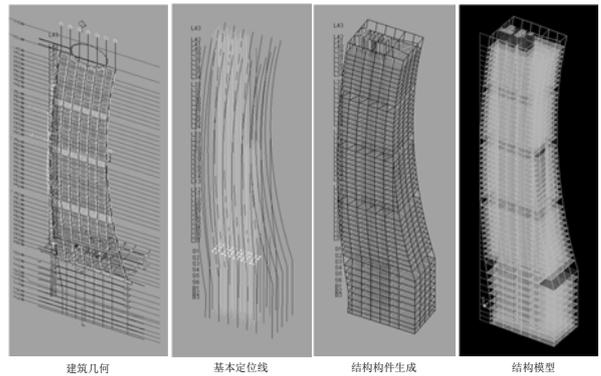
ARUP

ARUP

结构前后处理流程

- 从几何工具到分析模型
- 模型对建筑修改的快速反应
- 后处理自动化

结构分析模型



85

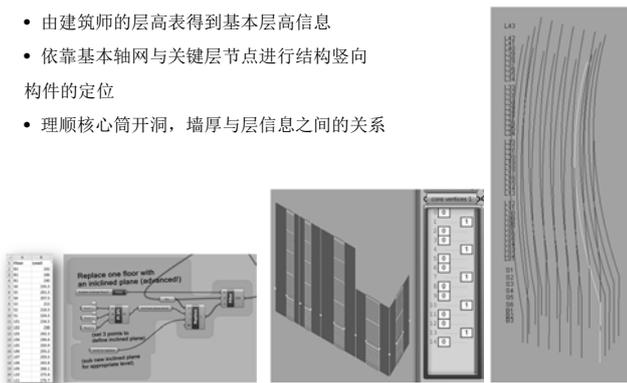
ARUP

86

ARUP

模型建立过程

- 由建筑师的层高表得到基本层高信息
- 依靠基本轴网与关键层节点进行结构竖向构件的定位
- 理顺核心筒开洞，墙厚与层信息之间的关系

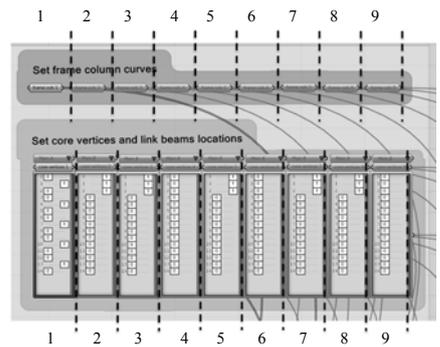


87

ARUP

数据管理

- 通过数据管理处理重复问题
- 将层高，梁，柱，核心筒和开洞等信息记录在前处理数据库中
- 对于模型修改可以快速反应，对修改部分有前后对比

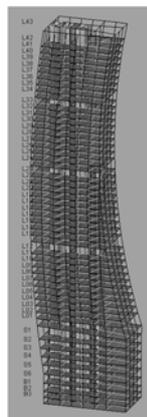


88

ARUP

结构模型生成

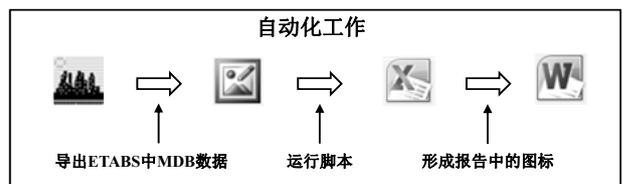
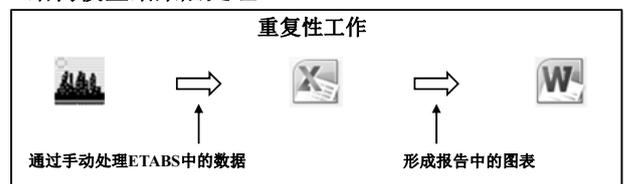
- 大部分结构构件可由前处理生成后导入ETABS模型
- 节省了约80%的重复建模时间
- 调整模型的时间大幅缩小
- 材料与构件库可以预先在Excel表格中记录生成，比较每次结构设计修改的异同



89

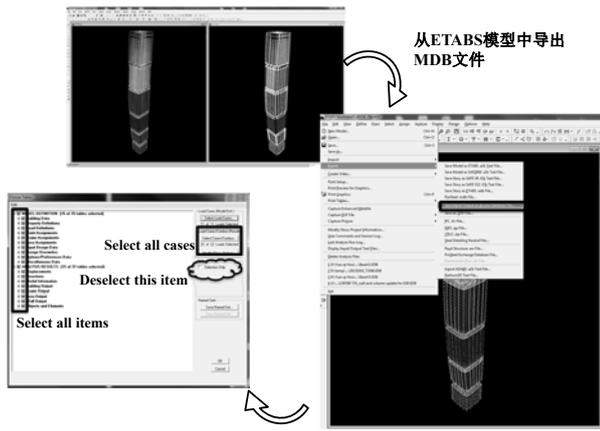
ARUP

结构模型结果后处理



90

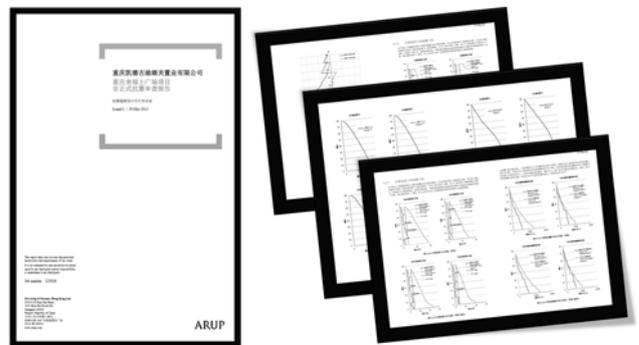
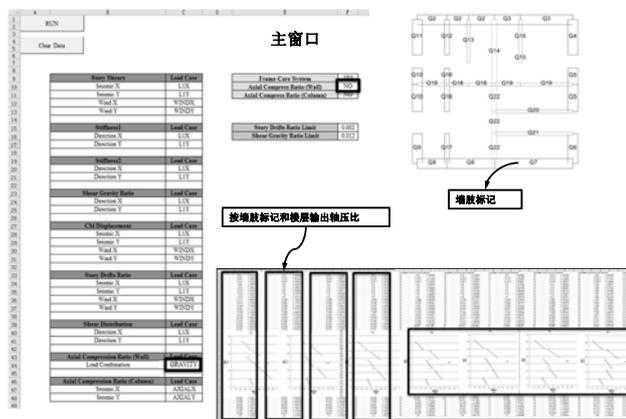
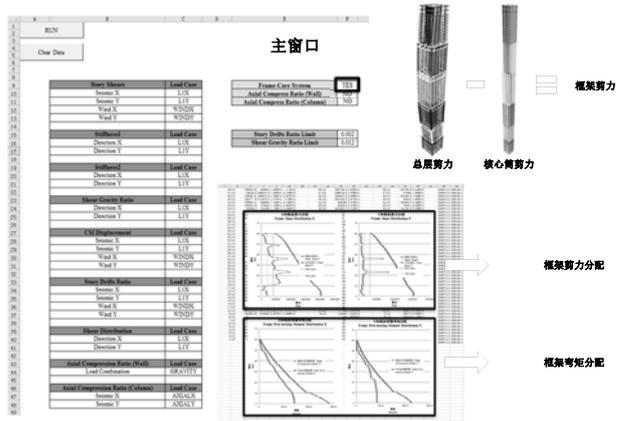
ARUP



输出内容:

- 质心和刚度
- 剪重比
- 层间位移角
- 层剪力
- 层倾覆弯矩
- 层位移
- 框架剪力分配
- 刚度比
- 墙柱轴压比

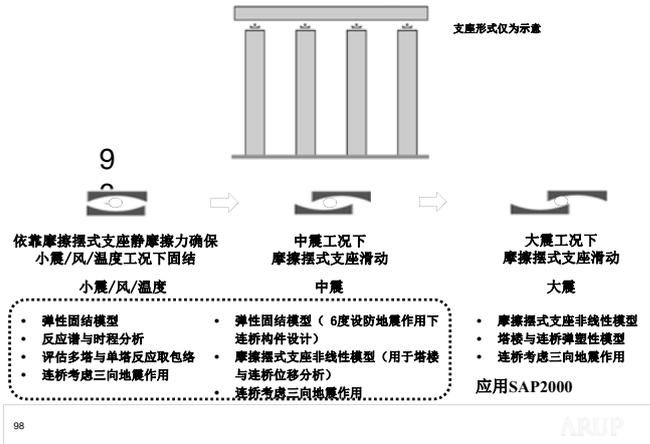
荷载工况 = ETABS中的定义



由后处理程序生成的EPR报告图表

利用SAP2000进行多塔连桥建模

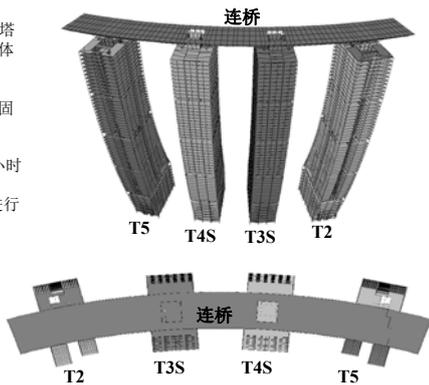
多塔与连桥应用SAP2000分析与设计 — 分析模型



ARUP

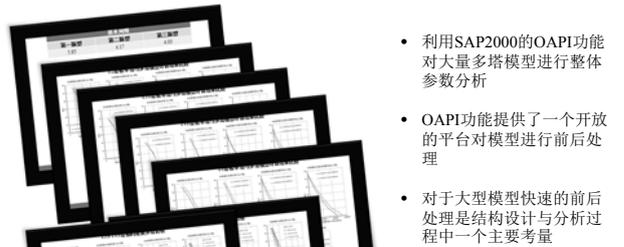
多塔与连桥应用SAP2000分析与设计— 分析模型

- 采用SAP2000 v15对4塔以及景观天桥进行整体反应谱与时程分析
- 支座如前所述采用了固结与弹簧模型
- 模型总分析用时需1小时
- 配合OAPI功能对其进行分析与设计



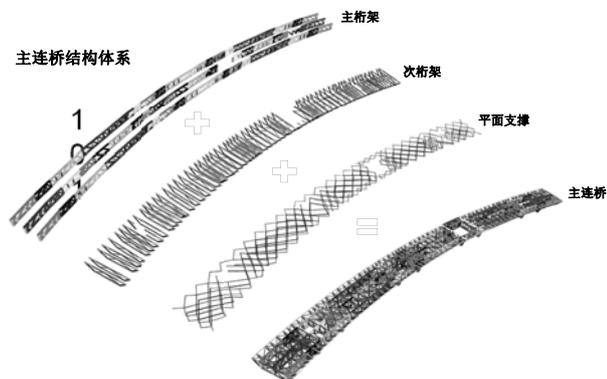
ARUP

多塔与连桥应用SAP2000分析与设计— 整体性能分析



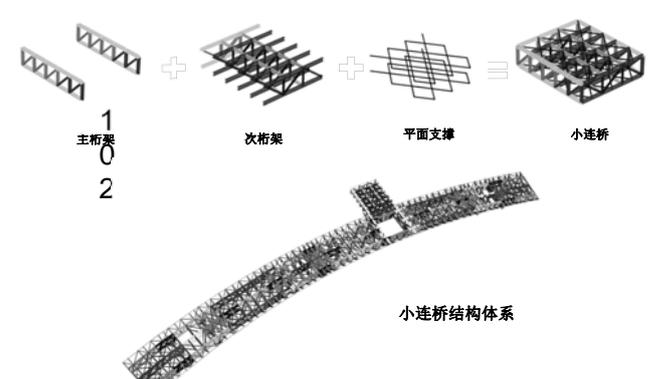
ARUP

多塔与连桥应用SAP2000分析与设计— 结构体系研究



ARUP

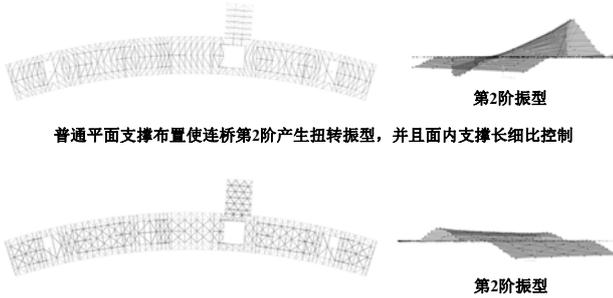
多塔与连桥应用SAP2000分析与设计— 结构体系研究



ARUP

多塔与连桥应用SAP2000分析与设计— 结构体系研究

面内支撑布置对连桥整体刚度的影响

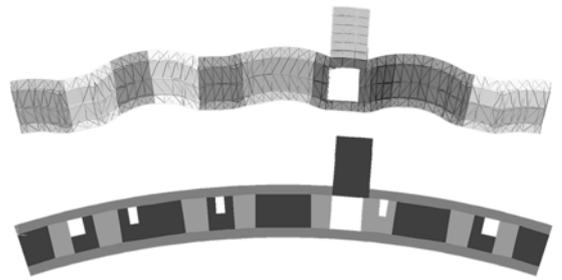


103

ARUP

多塔与连桥应用SAP2000分析与设计— 结构体系研究

面内支撑布置对连桥整体刚度的影响敏感性区域

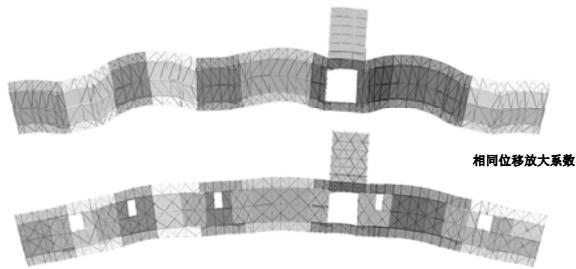


104

ARUP

多塔与连桥应用SAP2000分析与设计— 结构体系研究

面内支撑布置对连桥整体刚度的影响敏感性区域



105

ARUP

多塔与连桥应用SAP2000分析与设计— 构件设计



106

ARUP

谢谢

2014年10月23日|奥雅纳结构（上海/重庆/北京）

ARUP

结构优化设计及弹塑性分析

Structural Optimization Design and Nonlinear Analysis Application

WSP HONG KONG LTD.
Associate (Civil and Structural)
Dr. Dino Chen Xuewei

主要内容

4、CSI软件的二次开发成果介绍(DinoBox)

介绍若干新型的CSI软件的二次开发成果，包括接口转换，后处理及计算工具。软件的转换功能包括：MIDAS导ETABS/SAP2000，ETABS导ANSYS,ABAQUS,PERFORM,OPENSEES,PKPM导SAFE等，全部程序集成工具箱。介绍DINOSECC截面分析工具及DINOETE的出图功能。

主要内容

1、超高层建筑结构优化设计方法

在传统的概念设计与优化理论设计当中，提出适用于工程设计的优化思想。

2、基于ETABS程序进行结构优化设计

基于ETABS的二次开发，提出结构方案的快速优化设计方法
笔者开发DINOETE结构优化设计软件，将抗震设计与优化相结合

3、优化设计的工程应用（深圳超高层项目为例）

以实际工程项目为例，介绍优化设计法设计结构的全过程
主要采用DINOETE及ETABS对结构进行结构优化设计

(1)超高层建筑结构优化设计方法

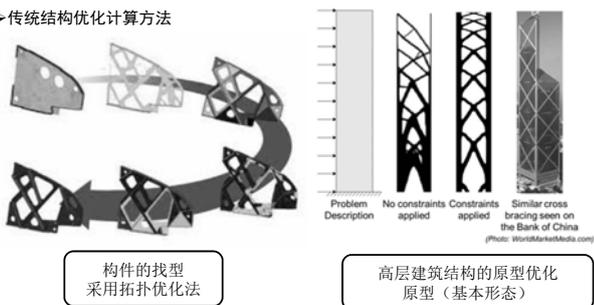
传统结构优化计算方法

- (1) 传统结构分析程序本身没有具备结构优化功能
只有ABAQUS,ANSYS或通过二次开发实现结构优化功能
- (2) 传统结构优化，是通过刚度敏感矩阵+边界条件+优化目标，从而计算出最优化的结构尺寸与分布
传统的结构优化算法，计算量大，一般只用于构件原型研究或找形
- (3) 高层建筑结构，相对约束边界多，结构自由度较大，还受到规范构件验算的约束。因此高层建筑结构采用最优化技术，难以应用
- (4) 参考结构最优化，提出“较优化”的方案设计方法，并在ETABS中实现。



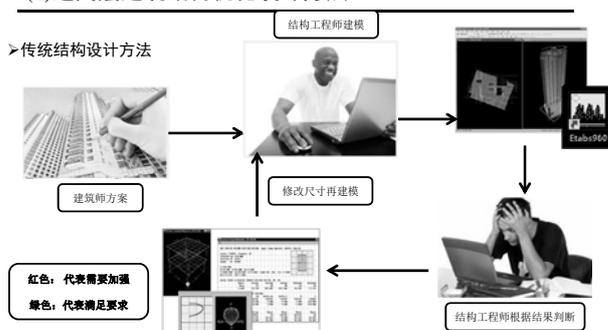
(1)超高层建筑结构优化设计方法

传统结构优化计算方法

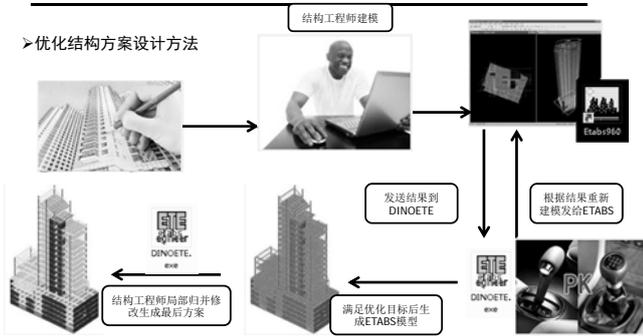


(1)超高层建筑结构优化设计方法

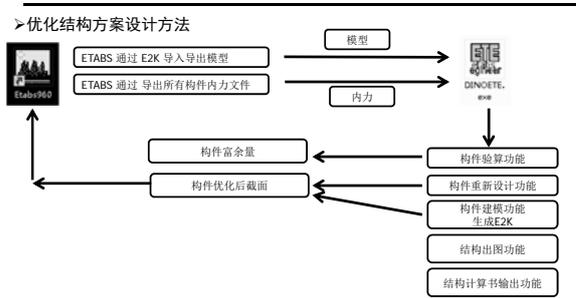
传统结构设计方法



(2)基于ETABS程序进行结构优化设计

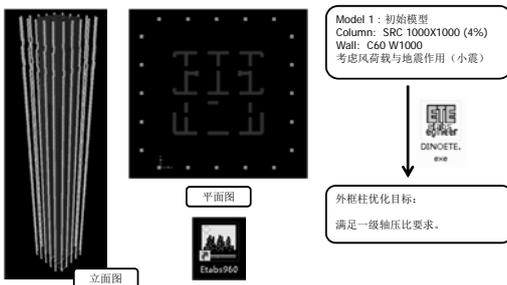


(2)基于ETABS程序进行结构优化设计



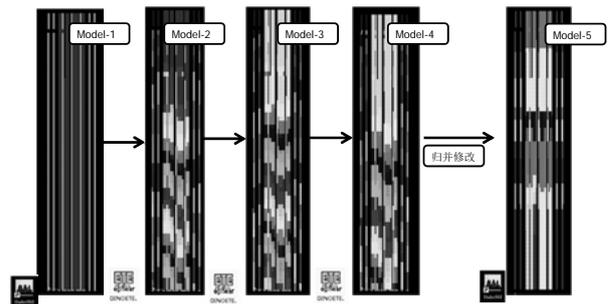
(2)基于ETABS程序进行结构优化设计

以外框柱的优化为例 (深圳300米超高层办公楼)



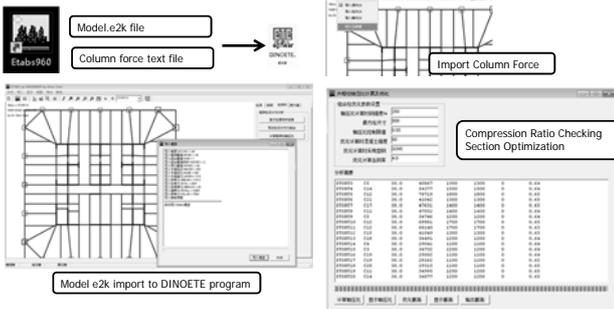
(2)基于ETABS程序进行结构优化设计

以外框柱的优化为例 (满足轴压比要求)



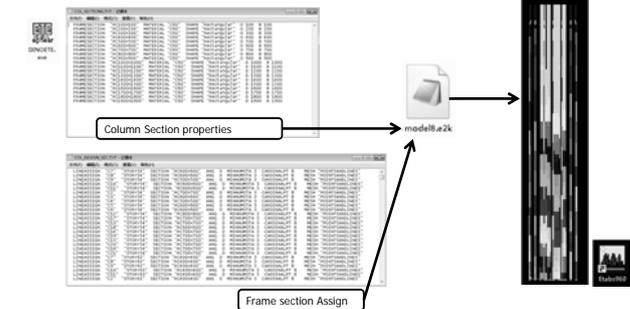
(2)基于ETABS程序进行结构优化设计

以外框柱的优化为例 (满足轴压比要求)

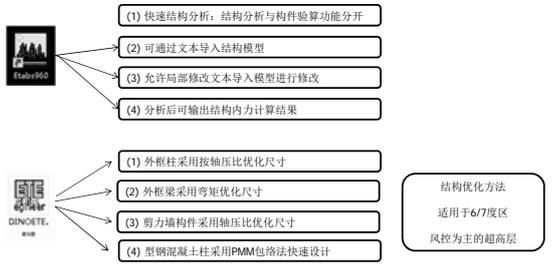


(2)基于ETABS程序进行结构优化设计

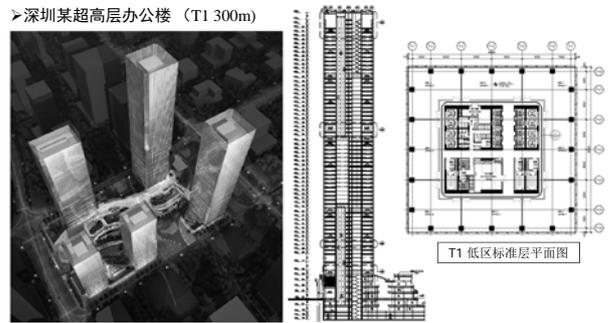
以外框柱的优化为例 (满足轴压比要求)



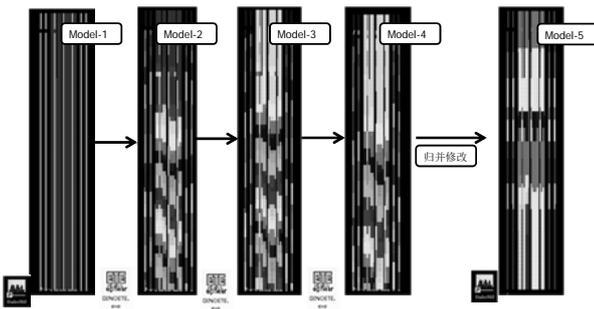
(2)基于ETABS程序进行结构优化设计



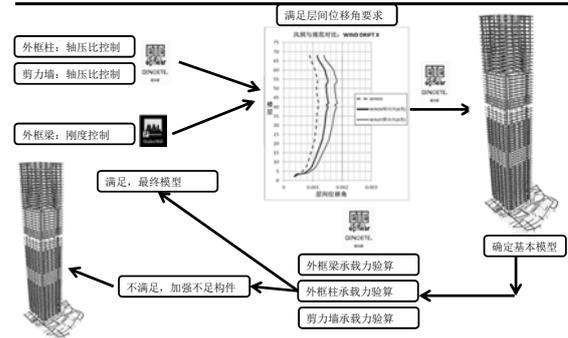
(2)优化设计的工程应用



深圳某超高层办公楼 (T1 300m)



深圳某超高层办公楼 (T1 300m)



深圳某超高层办公楼 (T1 300m)

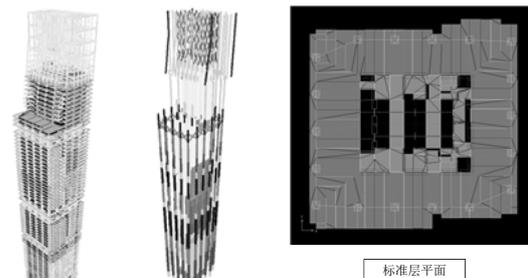
结构剪力墙立面布置方案 典型结构剪力墙及钢骨布置方案

楼层	轴号	墙宽	墙厚	轴号	墙宽	墙厚	轴号	墙宽	墙厚
...

(1) 结构重量 18kN/m²
 (2) 型钢混凝土钢骨控制在 4%~5%
 (3) 10层以下采用钢骨剪力墙构件
 (4) 无加强层, 满足层间位移角要求

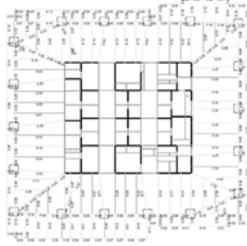
(2)优化设计的工程应用

某项目结构优化工程 (8度区), 钢结构楼板系统楼面钢梁优化

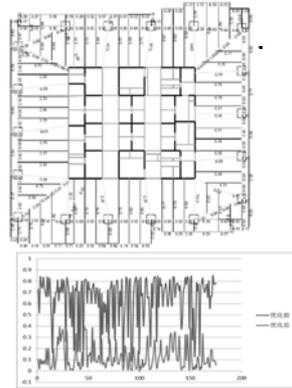


>深圳某超高层办公楼 (T1 300m)

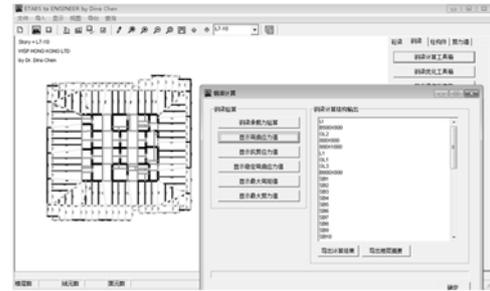
楼盖钢梁，弯曲应力控制



优化前



(2)优化设计的工程应用



钢梁承载力验算 (抗弯, 抗剪, 弯曲稳定)

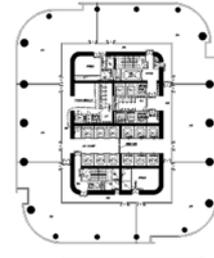
(3)优化设计的工程应用



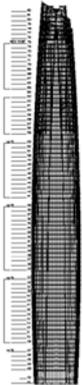
钢梁验算后进行截面配对

(3)优化设计的工程应用

>深圳某超高层综合楼 (h=380m)

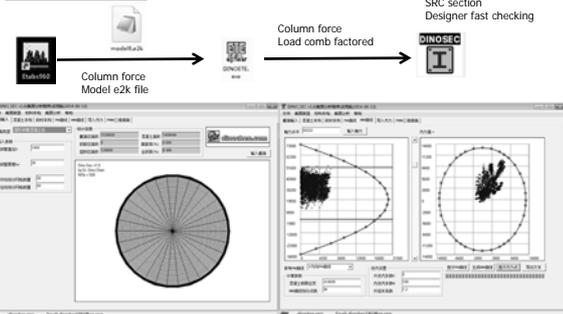


低区标准层平面图



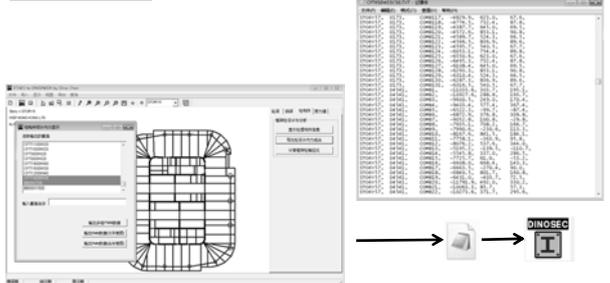
(3)优化设计的工程应用

快速PMM验算与外框柱设计



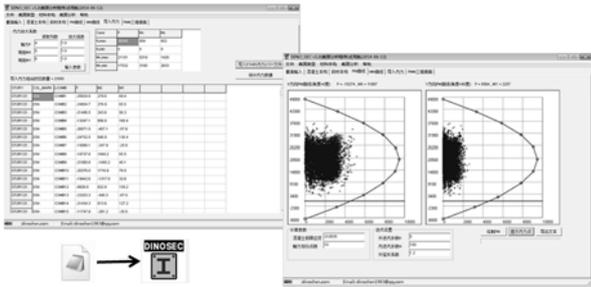
(3)优化设计的工程应用

快速PMM验算与外框柱设计



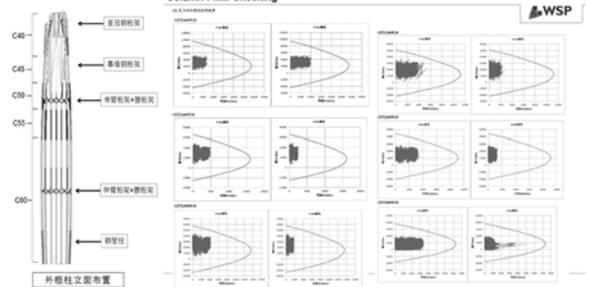
(3)优化设计的工程应用

快速PMM验算与外框柱设计



(3)优化设计的工程应用

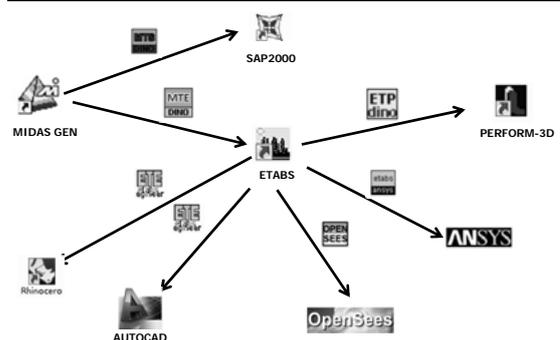
快速PMM验算与外框柱设计



(4)CSI 软件二次开发成果介绍(DINOBOX)

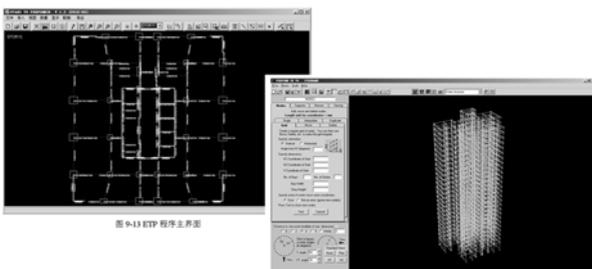


(4)CSI 软件二次开发成果介绍(DINOBOX)



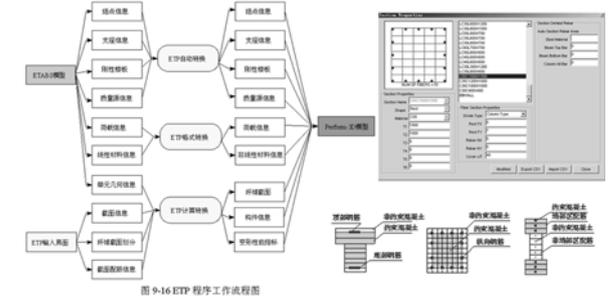
(4) 二次开发程序

>结构弹性分析接口程序ETP



(4) 二次开发程序

>结构弹性分析接口程序ETP



(4) 二次开发程序

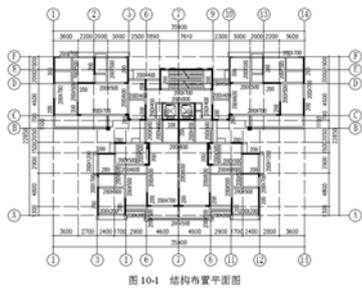


图 10-1 结构布置平面图

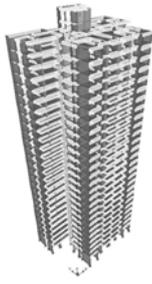


图 10-2 模型三维图

(4) 二次开发程序

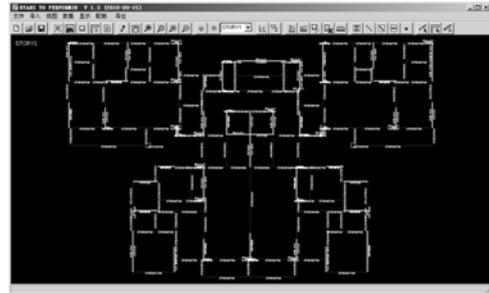


图 10-12 ETP 主界面图

(4)二次开发应用程序的工程实例

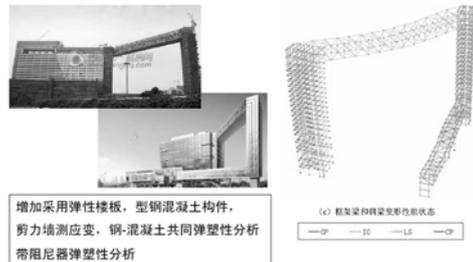
>ETABS TO PERFORM-3D的工程实例

PERFORM-3D工程应用



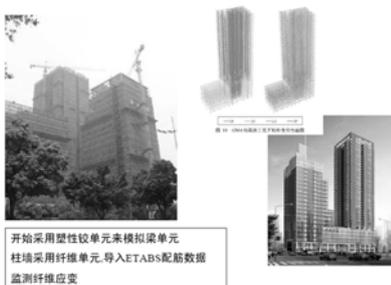
(4)二次开发应用程序的工程实例

>ETABS TO PERFORM-3D的工程实例



(3)二次开发应用程序的工程实例

>ETABS TO PERFORM-3D的工程实例



(4)二次开发应用程序的工程实例

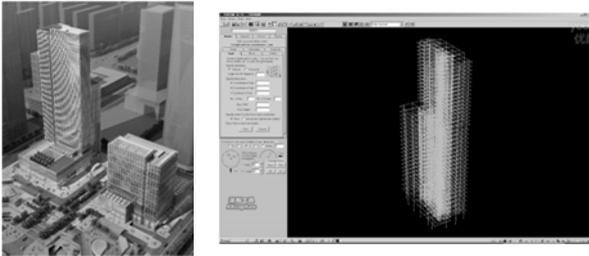
>ETABS TO PERFORM-3D的工程实例

大连300米超高层



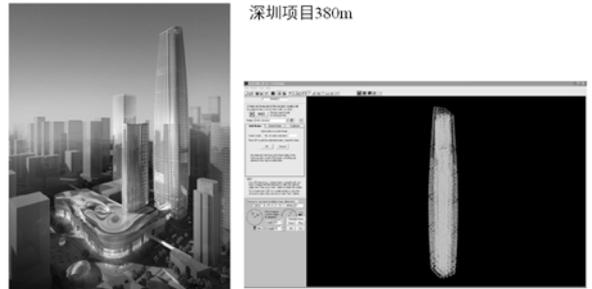
(4)二次开发应用程序的工程实例

ETABS TO PERFORM-3D的工程实例
苏州170米超高层



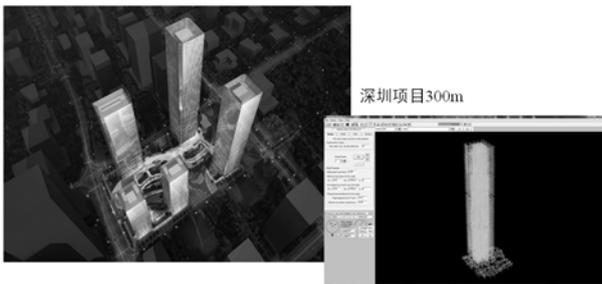
(4)二次开发应用程序的工程实例

ETABS TO PERFORM-3D的工程实例



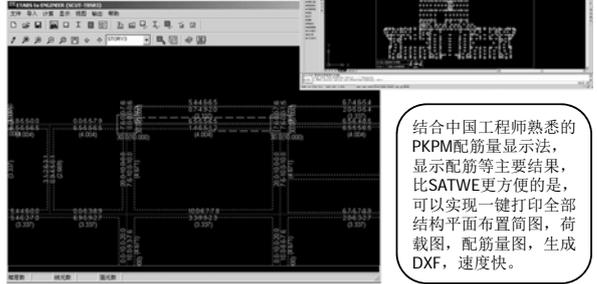
(4)二次开发应用程序的工程实例

ETABS TO PERFORM-3D的工程实例



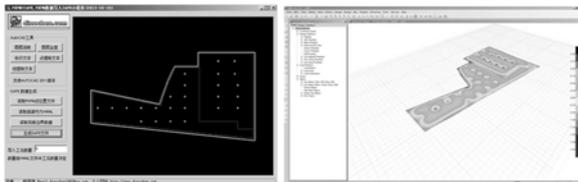
(4)二次开发程序

ETABS结构分析输出程序ETE



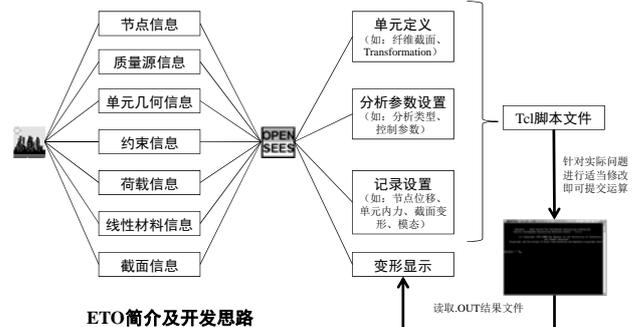
(2)新研发二次开发程序

基于CSI的二次开发的工程小程序:
PKPM TO SAFE



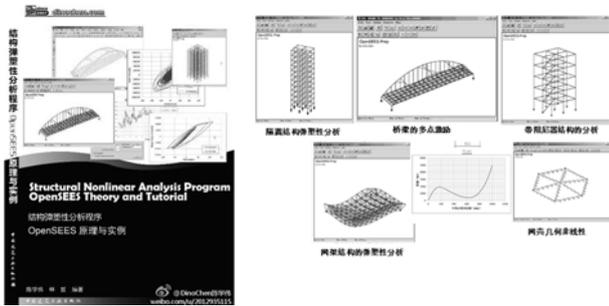
Upgrade!

ETO是一款具有与ETABS交互接口的OpenSees前后处理程序。



ETO简介及开发思路

OpenSEES实例教程 即将出版



PERFORM-3D的二次开发及学习资源可供下载



谢谢聆听
Thanks for Your Attention

WSP HONG KONG LTD.
Associate (Civil and Structural)
Dr. Dino Chen Xuewei

北京筑信达工程咨询有限公司
Beijing Construction Information Solution Engineering Consulting

结构模型与CiSModelCenter



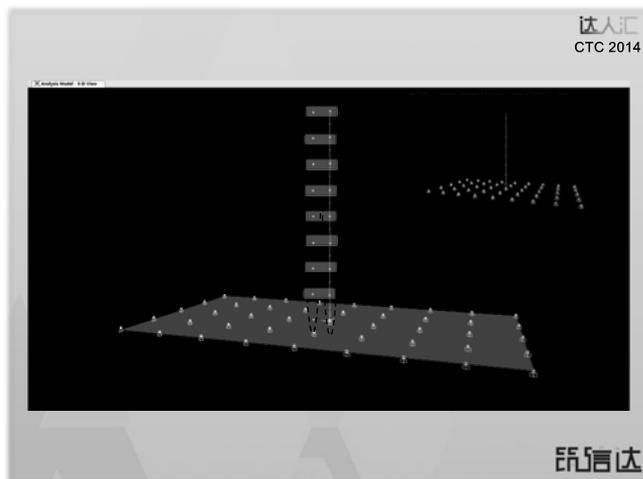
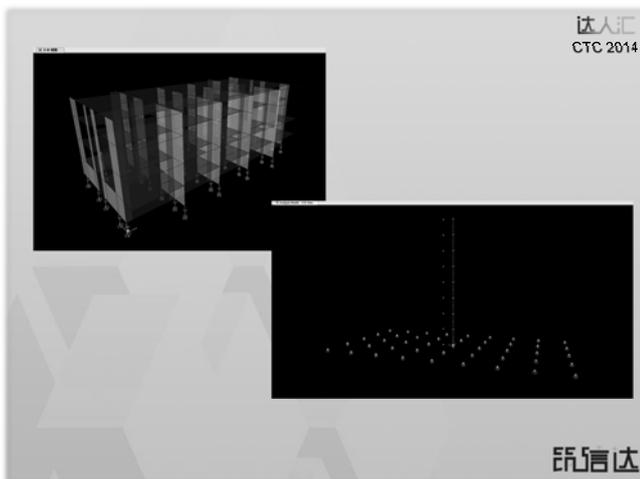
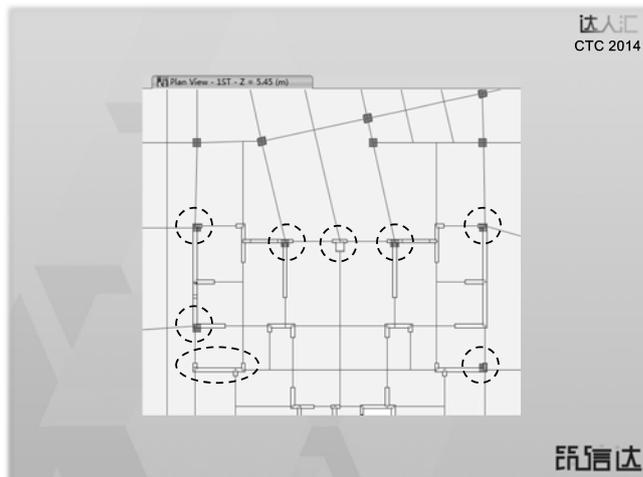
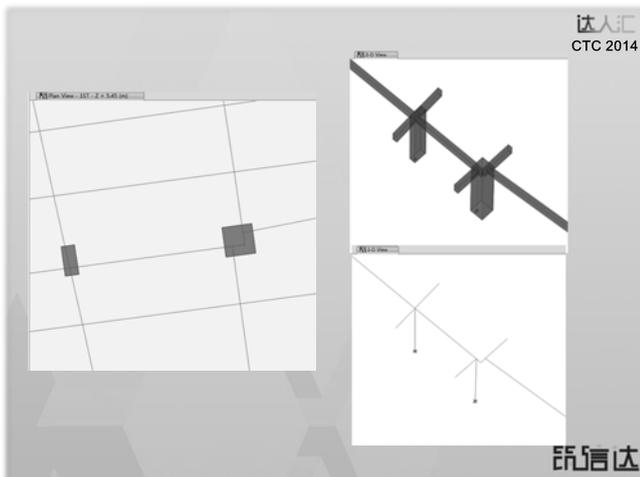
李立

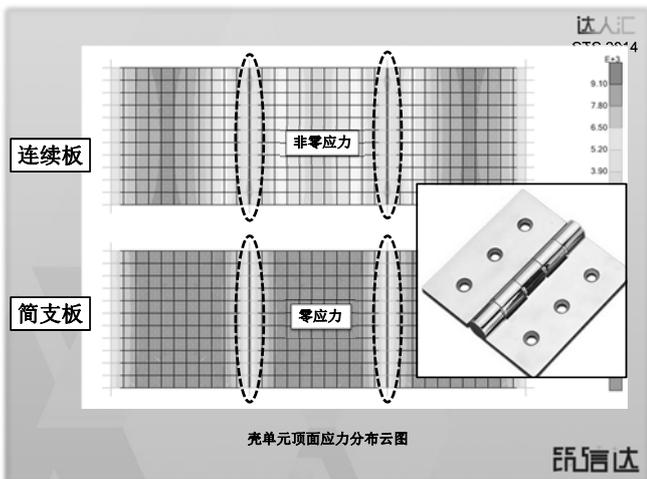
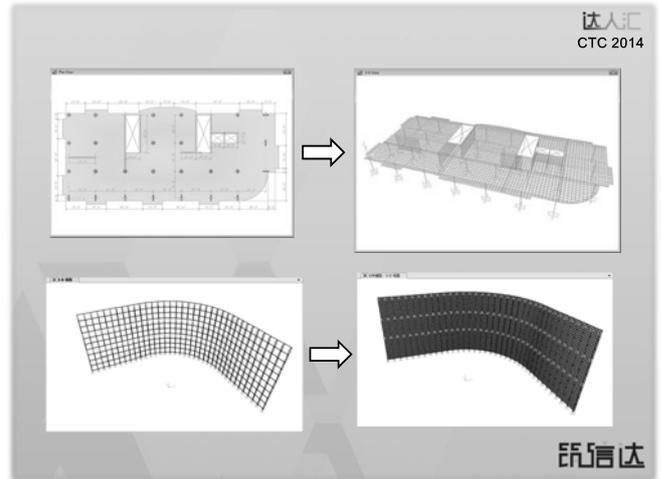
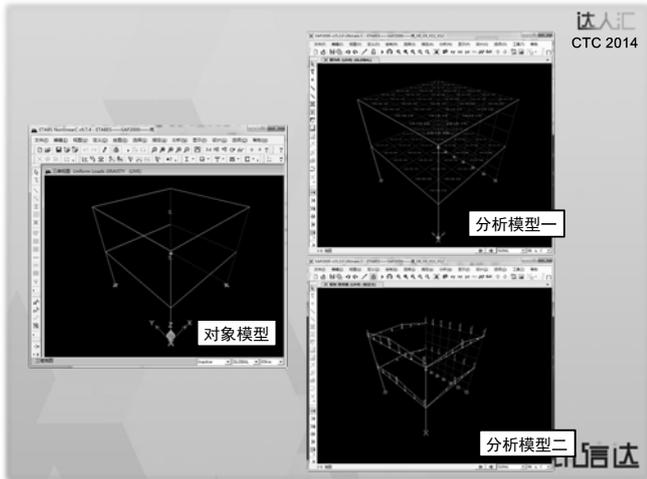
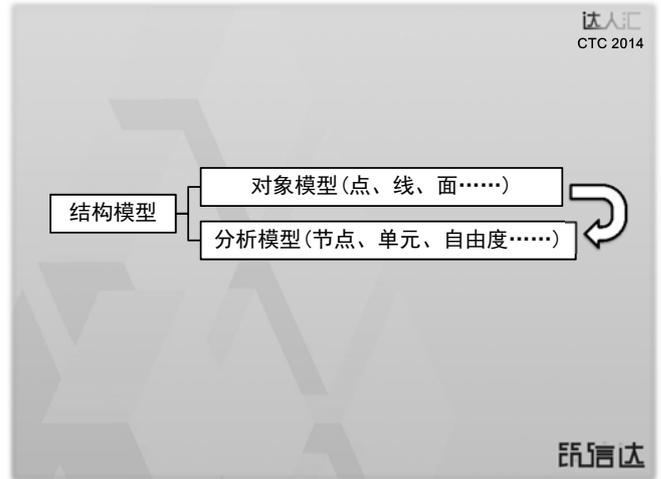
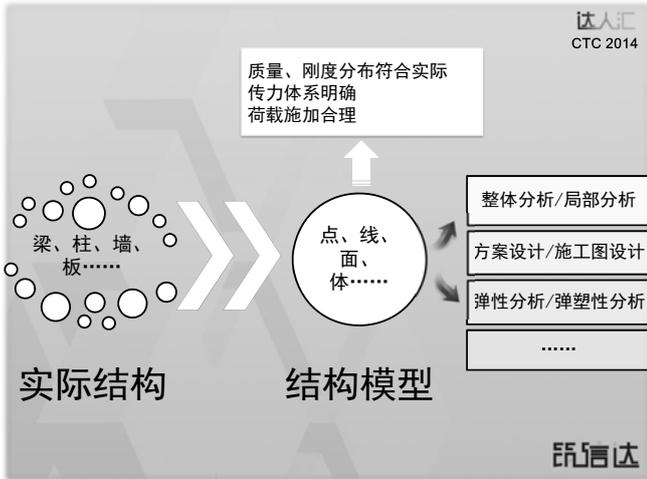
筑信达
CTC 2014

筑信达
CTC 2014

实际结构 VS. 结构模型

筑信达





- ### 影响结构响应的建模细节
- 面对象的属性
 - 面荷载的传递
 - 节点约束
 - 连接关系
 - 刚度奇异

达人汇
CTC 2014

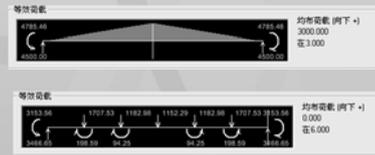
面对象的属性及面荷载的传递

筑信达

达人汇
CTC 2014

壳 (shell) vs. 膜 (membrane)

- 壳：考虑面单元的平面内及平面外刚度。
- 膜：仅考虑平面内刚度，是对壳的一种简化，在ETABS中默认可传递楼面荷载。

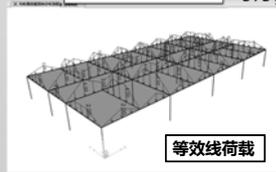
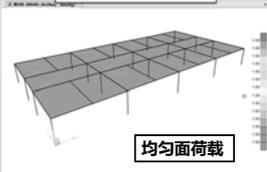


筑信达

壳

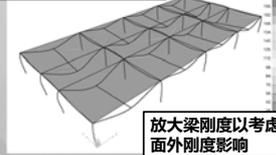
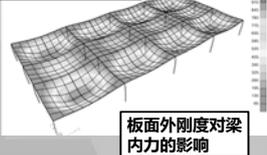
膜

达人汇
CTC 2014



面单元划分 (必要)

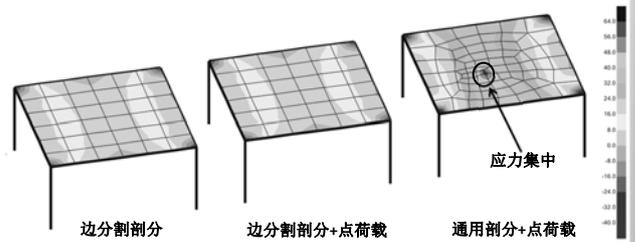
面单元划分 (非必要)



筑信达

达人汇
CTC 2014

面荷载传递



注意：若荷载作用位置无壳单元的节点，则集中荷载无法传递至面单元！

筑信达

- 面与周边杆件的关系？
- 面荷载怎么传递？
- 面刚度的贡献？
- 能否简化？如何简化？

筑信达

达人汇
CTC 2014

节点约束

筑信达

刚性隔板

达人汇
CTC 2014

- 节点间的平面内变形限制。一个刚性隔板作为一个刚体，可以在它自己的平面内平移或绕垂直于该平面的轴转动。

筑信达

刚性隔板 vs. 壳/膜

达人汇
CTC 2014

隔板内所有点 UX UY RZ 相同

是否具有面外刚度及面荷载传递方式

筑信达

自动边约束

达人汇
CTC 2014

- 自动边约束用于面对象之间的位移协调。如果在共有的相邻边界上面对象网格划分不匹配，沿这些边将形成自动线约束。在相邻的不匹配网格节点处，这些线约束自动强制协调位移。

筑信达

自动边约束

达人汇
CTC 2014

筑信达

达人汇
CTC 2014

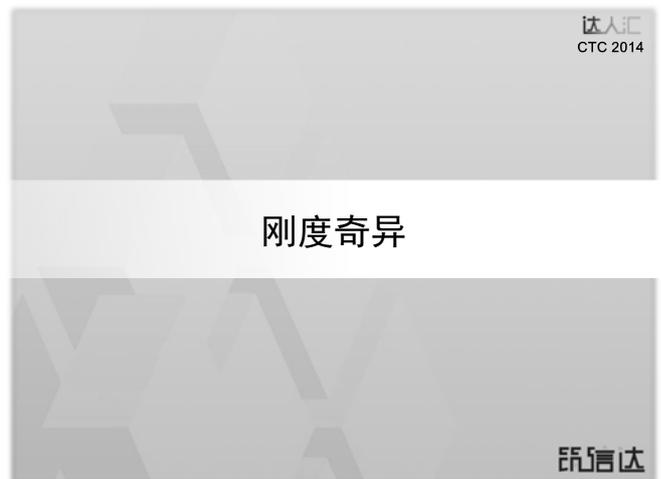
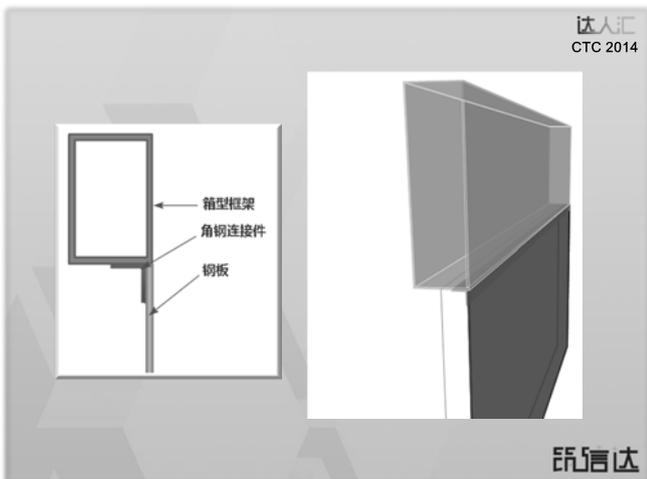
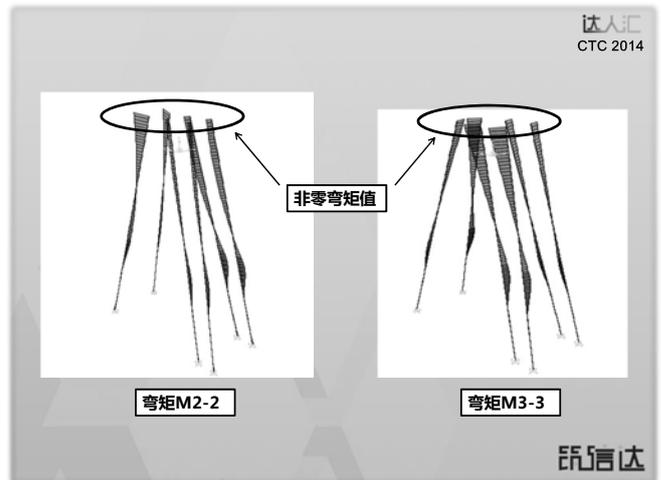
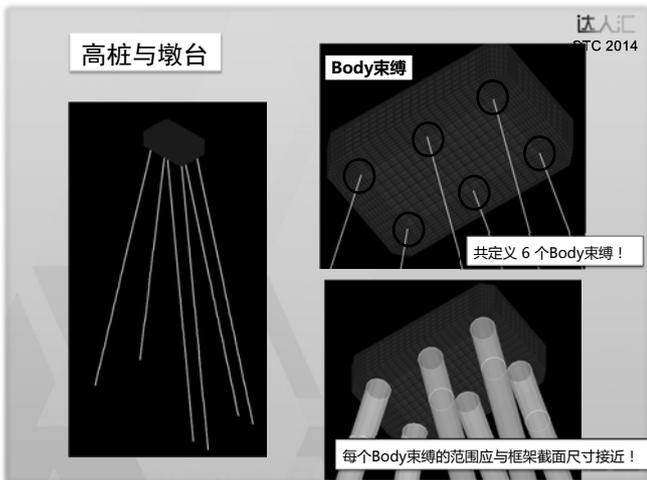
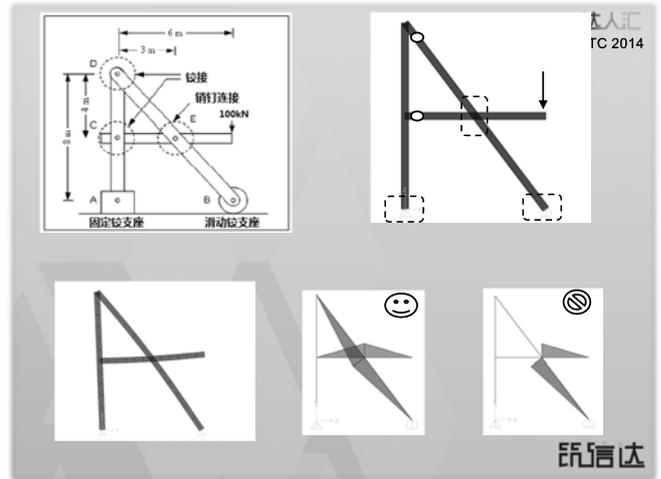
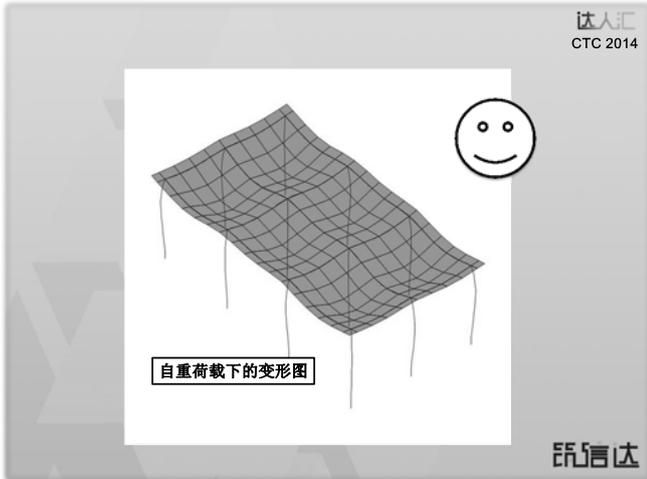
连接关系

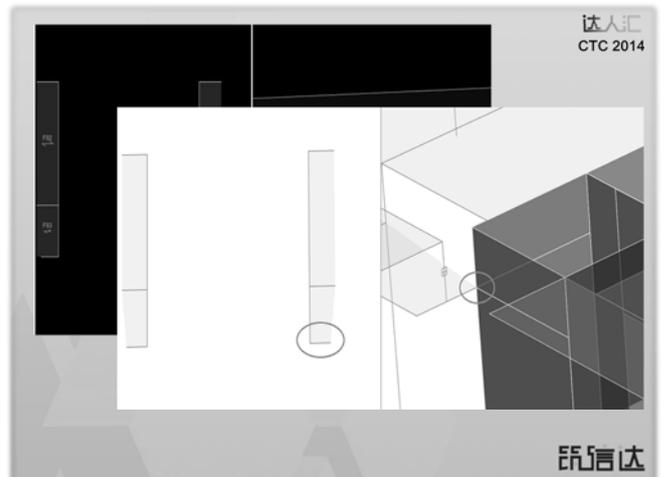
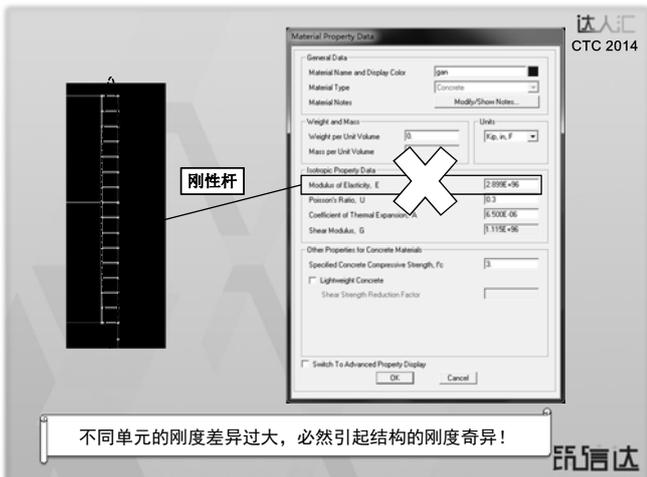
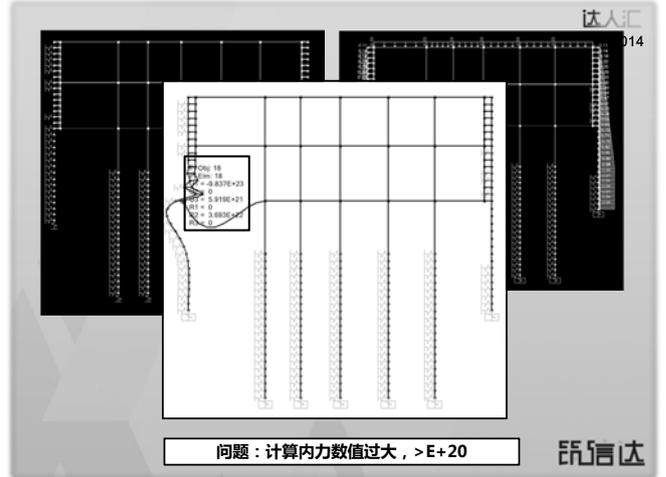
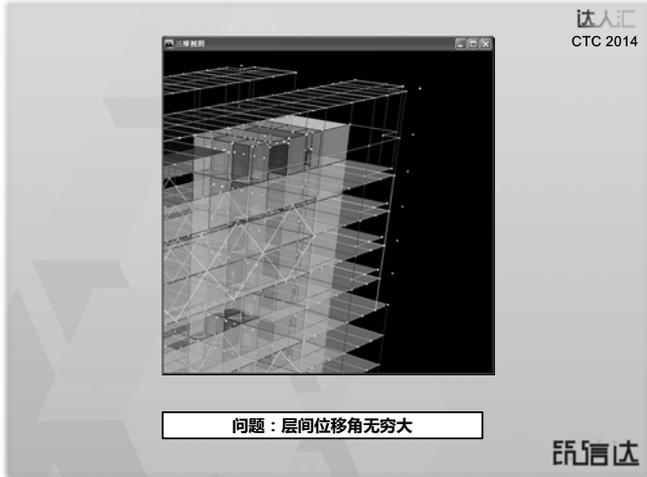
筑信达

达人汇
CTC 2014

自重荷载下的变形图

筑信达

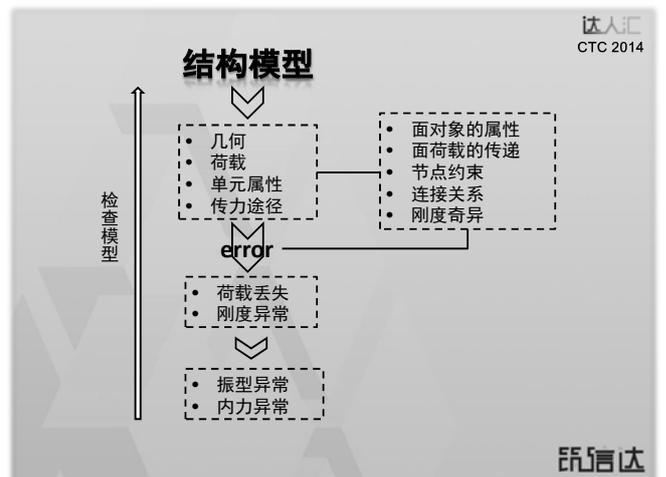




刚度奇异的常见情况

- 出现零刚度；
- 刚度相差很大的框架构件通过公共节点相连；
- 对节点指定了多个释放，导致节点自由度孤立（没有刚度）；

刚度决定了力和位移之间的关系，直接影响结构的响应

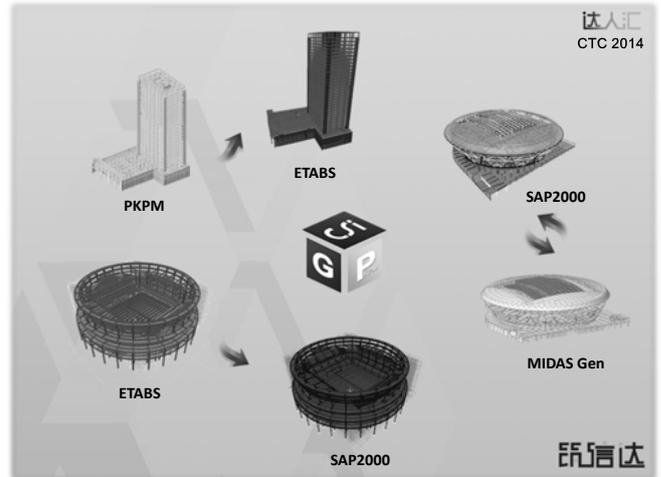


达人汇
CTC 2014

筑信达模型转换软件
CISModelCenter



筑信达



达人汇
CTC 2014

模块	源文件版本	目标文件版本
ETS	ETABS2013	SAP2000 v15
STM	SAP2000 v15	Midas-Gen v8.0.0
MTS	Midas-Gen v8.0.0	SAP2000 v15
PTE	PKPM	ETABS v9 / ETABS2013



筑信达

达人汇
CTC 2014



- 转换进度提示
- 未转换的内容
- 需要人为干预的提示
- 错误信息

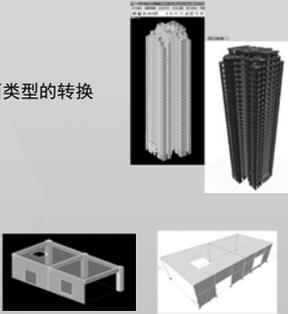
- 速度快
- 基本涵盖了模型的材料、截面、几何信息、边界条件、荷载等信息的转换，适用于大多数模型；
- 对材料、截面、单元形状、构件默认位置关系等的特殊处理，保证不同软件间合理的映射关系。

筑信达

达人汇
CTC 2014

接口PTE

- 自动转换结构轴网数据
- 支持包含组合截面在内的所有截面类型的转换
- 洞口的处理
- 梁托墙的处理
- 层间梁的处理
- 斜构件的处理
- 异形柱的处理
- 偏心构件的处理
- 楼板、墙体的智能剖分
- 自动风荷载及地震荷载工况
-

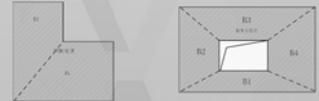


筑信达

达人汇
CTC 2014

接口PTE

- 对楼板的处理
 - 选择转换为“膜”或“壳”
 - 自动生成隔板D1
 - 转换为“膜”或“壳”时，D1为刚性隔板
 - 不转换板单元时，D1为刚性隔板
 - 不转换板单元时，自动将面荷载及楼板自重荷载至周边杆件
 - 转换为“膜”时，对不规则楼板进行自动处理
 - 转换为“壳”时，形状怪异的楼板将被删除并给出提示信息



筑信达

接口ETS

达人汇
CTC 2014

- 基于对象模型准确全面的转换，便于用户的二次编辑
- ETABS基于多高层建筑结构的某些自动处理可能被忽略，留意提示信息及技术条件文档。例如膜的自动导荷、膜的默认剖分方式。

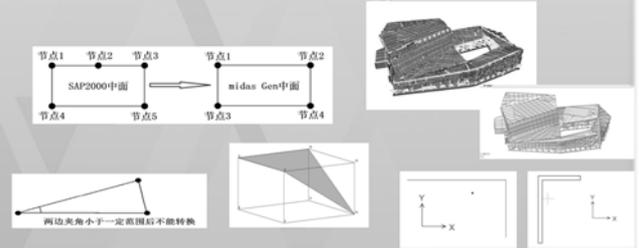


筑信达

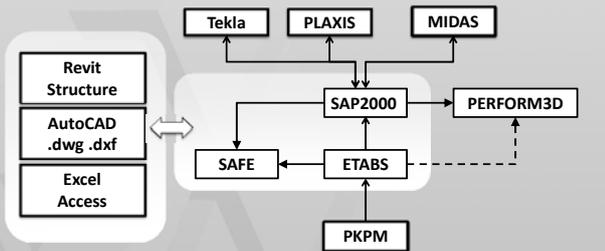
接口STM&MTS

达人汇
CTC 2014

- 由于两个软件在对象形状、材料类型、单元属性、荷载类型等细节设置上存在差异，转换过程中按最通用的方式进行了处理，能满足普遍的需求，对不能转换的内容给出提示信息。



筑信达



达人汇
CTC 2014

筑信达

感谢筑信达技术、开发部的同事们对报告内容的贡献！

达人汇
CTC 2014

筑信达

谢谢！
Thanks

达人汇
CTC 2014

筑信达在线支持系统 support.cisec.cn
 筑信达知识库/案例教程/教学视频 www.cisec.cn
 筑信达应用市场 app.cisec.cn

微信 公众账号: [cisec68924600](https://www.weixin.com/q/68924600)
 YOUKU优酷 i.youku.com/bjcisec
 新浪微博 @筑信达 weibo.com/cisec

筑信达

变电站构架设计软件CiSGTCAD

报告人：芮继东

技术支持邮箱：support@cisec.cn
在线支持系统：support.cisec.cn



报告主要内容

一、研发背景

二、软件功能介绍

三、软件演示



变电站构架设计软件CiSGTCAD

一、研发背景

变电构架特殊的结构形式

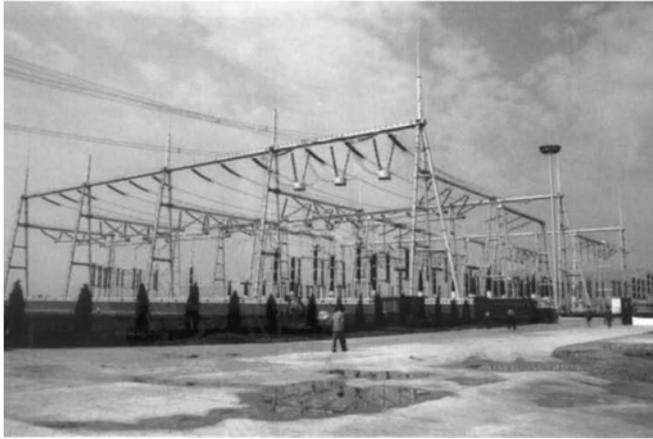
SAP2000 开放的API接口



变电站构架设计软件研发背景

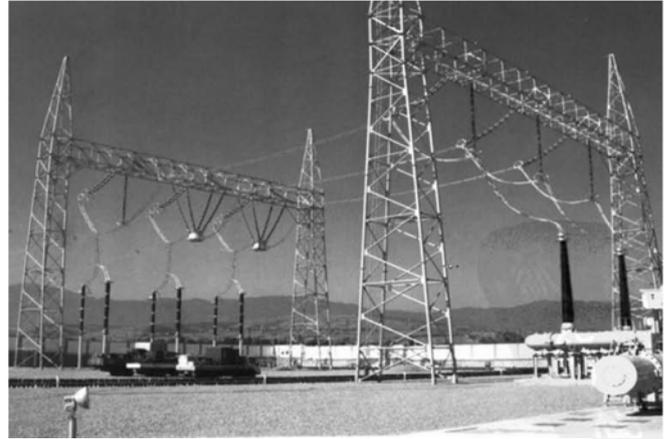
构架是变电站非常重要的组成部分，承担着支撑进出变电站电力线的功能，占地面积超过整个变电站的50%。构架的设计是变电站设计中非常重要的一环。





CSI PLAXIS

北京筑信达工程咨询有限公司



CSI PLAXIS

北京筑信达工程咨询有限公司

变电站构架设计软件研发背景

- 变电站构架特点
 - 格构式梁柱杆件很多
 - 建立模型麻烦
 - 杆件设置琐碎
 - 构件统计困难
 - 施工图繁琐。
- 构架主要承受水平导线荷载和风荷载
- 荷载组合需要特殊设置
- 风荷载需要手工计算。
- 构架高耸，大柔度结构
- 稳定设计
- 参数设置。

CSI PLAXIS

北京筑信达工程咨询有限公司

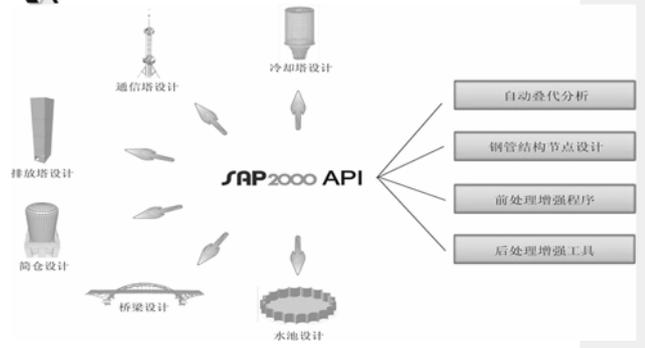
变电站构架设计软件研发背景

SAP2000作为一款通用的有限元分析设计软件，强大的分析设计功能在业界得到了广泛认可。其开放的API功能使得开发定制特殊结构的设计软件有了强大的分析平台。

CSI PLAXIS

北京筑信达工程咨询有限公司

变电站构架设计软件研发背景

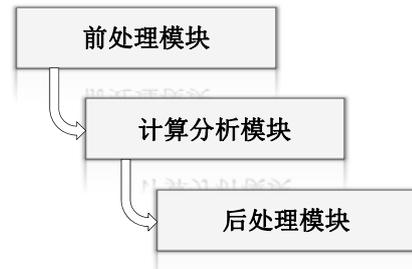


CSI PLAXIS

北京筑信达工程咨询有限公司

变电站构架设计软件CiSGTCAD

二、软件功能介绍



CSI PLAXIS

北京筑信达工程咨询有限公司



变电站构架设计软件功能介绍

利用SAP2000提供的API技术，将自行研发的变电站构架前后处理软件与SAP2000无缝集成，构建了变电站构架快速建模、计算分析、截面优化设计、详图设计一体化应用平台。



变电站构架设计软件功能介绍

• 变电站构架设计软件编制依据

- 《钢结构设计规范》GB50017-2003
- 《建筑结构荷载设计规范》GB50009-2012
- 《变电站建筑结构设计规程》DLT5457-2012
- 《变电站构架设计手册》中南电力院编
- 《CSI分析参考手册》



变电站构架设计软件功能介绍

• 变电站构架设计软件总体流程



功能介绍

前处理模块

- SAP2000通用分析程序就像一架功能丰富的专业相机，与傻瓜相机不同，要想获得一个完美的作品需要丰富的专业知识和熟练的产品应用技能。
- 变电站构架前处理软件的任务是将专业的SAP2000软件定制成构架计算分析的傻瓜型软件。帮助用户快速建立完美的构架计算分析模型。



功能介绍

前处理模块

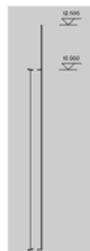
- 涵盖各种常用构架形式的模板
- 对话框界面快速信息采集
- 可视化图形交互界面
- 自动完成风荷载计算
- 自动完成荷载组合设置
- 自动进行杆件约束设置
- 自动进行设计参数设置



功能介绍

前处理模块

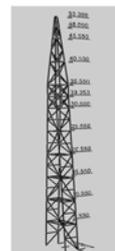
• 涵盖各种常用构架形式的模板



钢管柱模板



人字柱模板



格构柱模板



功能介绍

前处理模块

- 涵盖各种常用构架形式的模板

三角形格构梁 I

三角形格构梁 II

三角形格构梁 III

CSi PLAXIS 北京筑信达工程咨询有限公司

功能介绍

前处理模块

- 涵盖各种常用构架形式的模板

四边形格构梁 I

四边形格构梁 II

CSi PLAXIS 北京筑信达工程咨询有限公司

功能介绍

前处理模块

- 对话框界面快速信息采集

CSi PLAXIS 北京筑信达工程咨询有限公司

功能介绍

前处理模块

- 对话框界面快速信息采集

荷载信息	荷载类型 (kN)			荷载位置 (kN)		
	水平压力	垂直荷载	侧向压力	水平压力	垂直荷载	侧向压力
最大风载	29	7	/	4.3	1	/
最大风压	22	6	/	3	0.9	/
最大风压	23	6	1.2	3.5	0.9	1
三组上人	26	7	/	/	/	/
单组上人	30	7.5	/	/	/	/
空档值	24	6	/	3.2	0.9	/
空档值	24	6	/	3.2	0.9	/

CSi PLAXIS 北京筑信达工程咨询有限公司

功能介绍

前处理模块

- 可视化的交互编辑界面

CSi PLAXIS 北京筑信达工程咨询有限公司

功能介绍

前处理模块

- 可视化的交互编辑界面

CSi PLAXIS 北京筑信达工程咨询有限公司

功能介绍

• 自动完成风荷载计算

4.2 荷载计算:

4.2.1 风荷载计算:

(1) 柱上 A21 风荷载计算:

上柱:(风压上柱一段):

a) $\beta_z = 1$

(变电所设计手册 3.1.3.5 节):

b) $\mu_{s1} = 1.043$ 取高度平均风压

c) $\mu_{s1}\mu_{z1} = 1.043 \times 1.043 = 1.088$

(变电所设计手册 3.1.3.5 节):

d) $\mu_{s2} = 1.000$ 取高度平均风压

e) $\mu_{s2}\mu_{z2} = 1.000 \times 1.000 = 1.000$

(变电所设计手册 3.1.3.5 节):

f) $\mu_{s3} = 1.000$ 取高度平均风压

下柱:(风压上柱一段):

a) $\beta_z = 1$

(变电所设计手册 3.1.3.5 节):

b) $\mu_{s1} = 1.000$ 取高度平均风压

c) $\mu_{s1}\mu_{z1} = 1.000 \times 1.000 = 1.000$

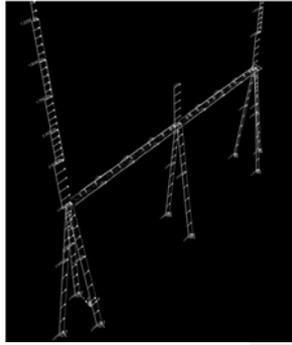
(变电所设计手册 3.1.3.5 节):

d) $\mu_{s2} = 1.000$ 取高度平均风压

e) $\mu_{s2}\mu_{z2} = 1.000 \times 1.000 = 1.000$

(变电所设计手册 3.1.3.5 节):

f) $\mu_{s3} = 1.000$ 取高度平均风压



前处理模块



功能介绍

• 自动设置荷载工况及荷载组合

C_1 ——结构自重及其他荷载效应标准值;

W_k ——大风气象条件下作用于构架和导线上的风荷载效应标准值(导线风荷载作用方向与导线垂直);

W_{sk} ——对应风速为 10m/s 时作用于构架和导线上的风荷载效应标准值(导线风荷载作用方向与导线垂直);

D_{1k} ——大风气象条件下的导线荷载效应标准值,对应结构风压取 W_{sk} ;

D_{2k} ——最低气温条件下的导线荷载效应标准值,对应结构风压取 W_{sk} ;

D_{3k} ——最高气温条件下的导线荷载效应标准值,对应结构风压取 W_{sk} ;

D_{4k} ——安装气象条件下架线时的导线荷载效应标准值,对应结构风压取 W_{sk} ;

D_{5k} ——安装气象条件下非架线时的导线荷载效应标准值,对应结构风压取 W_{sk} ;

D_{6k} ——三相同时上电检修时的导线荷载效应标准值(仅考虑导线)标准值,对应结构风压取 W_{sk} ;

D_{7k} ——单相导线上人检修时的导线荷载效应标准值,对应结构风压取 W_{sk} ;

Δt_k ——冬季安装,最低日计算平均气温下运行时的温度作用效应,计算温差 $\Delta t = -50^\circ$;

Δt_k ——夏季安装,最低日计算平均气温下运行时的温度作用效应,计算温差 $\Delta t = 50^\circ$;

Δt_k ——冬季安装,最大风条件下运行时的温度作用效应,计算温差 $\Delta t = +35^\circ$;

Δt_k ——夏季安装,最大风条件下运行时的温度作用效应,计算温差 $\Delta t = -30^\circ$;

F_k ——地震作用效应标准值;

F_{ek} ——偶然工况下导线荷载作用效应标准值。

前处理模块



功能介绍

• 自动进行设计参数设定

6.3 长细比

6.3.1 型钢结构构件的长细比,不宜超过下列数值:

- 受压主杆及支座处受压斜杆 150;
- 其他受压杆 220;
- 辅助杆 250;
- 受拉杆 400;
- 预应力拉索不限。



SAP2000 分析程序会将黑色箭头指向的杆判定为梁,红色箭头指向的杆判定为支撑。根据钢结构规范,其长细比限值都取 300。此时可以通过杆件覆盖项设置功能,将这些杆件的受压长细比限值指定为 150。



功能介绍

- 自动生成 SAP2000 计算分析模型
- 自动进行迭代优化设计
- 详尽的计算书输出
- 自动读取 SAP2000 模型及设计结果,生成格构梁施工图三维模型数据

计算分析模块



功能介绍

• 自动进行迭代优化设计

针对格构梁柱杆件多的特点,软件将杆件进行分类、分组。设置了自动截面组,每根杆件可以设置为一截面组。由 SAP2000 软件进行优化设计。CiSGTCAD 软件可以自动控制 SAP2000 进行迭代分析、设计优化过程。

功能介绍

• 详尽的计算书输出

CiSGTCAD 软件可以自动读取 SAP2000 分析、设计结果,生成完整的 word 计算书。





功能介绍

计算分析模块

- 生成施工图设计三维模型数据

GiSGTCAD软件前处理模块生成SAP2000分析模型后，可以在SAP2000中优化设计、对模型进行调整。软件直接读取调整后的模型数据及杆件内力等信息传递到后处理模块进行施工图设计。



功能介绍

后处理模块

- 自动节点设计
- 自动生成施工详图
- 施工图的三维模型、二维表达
- 批量修改 修改联动
- 自动统计：杆件明细表 螺栓明细表 节点板明细表



功能介绍

后处理模块

- 自动进行节点连接设计

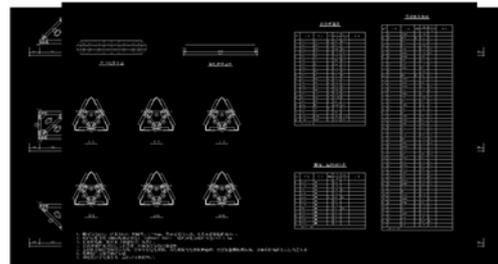
GiSGTCAD软件后处理模块读取SAP2000分析、设计结果，根据杆件截面和内力进行杆件连接设计，计算杆件连接所需螺栓或焊缝长度，计算节点板厚度，螺栓数目。



功能介绍

后处理模块

- 自动生成格构梁施工图



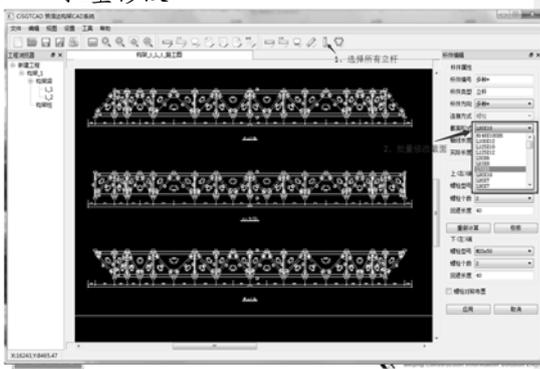
剖面施工立面图



功能介绍

后处理模块

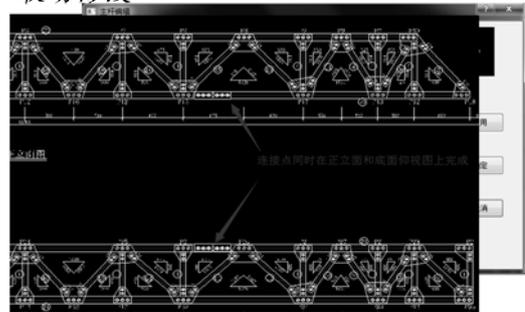
- 批量修改



功能介绍

后处理模块

- 联动修改

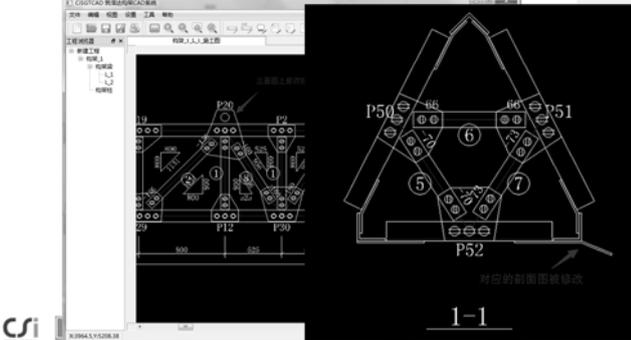




功能介绍

后处理模块

- 联动修改



PLAXIS

北京筑信达工程咨询有限公司



功能介绍

后处理模块

- 自动归并统计生成明细

节点板明细表										螺栓、垫圈明细表				
PK	名称	规格	数量	单位	重量	PK	规格	数量	单位	重量	规格	数量	单位	重量
1	节点板	10	1	块	2.111	1	M16x5	8	个	0.121				
2	节点板	10	1	块	2.111	2	M16x5	8	个	0.121				
3	节点板	10	1	块	2.111	3	M16x5	8	个	0.121				
4	节点板	10	1	块	2.111	4	M16x5	8	个	0.121				
5	节点板	10	1	块	2.111	5	M16x5	8	个	0.121				
6	节点板	10	1	块	2.111	6	M16x5	8	个	0.121				
7	节点板	10	1	块	2.111	7	M16x5	8	个	0.121				
8	节点板	10	1	块	2.111	8	M16x5	8	个	0.121				
9	节点板	10	1	块	2.111	9	M16x5	8	个	0.121				
10	节点板	10	1	块	2.111	10	M16x5	8	个	0.121				
11	节点板	10	1	块	2.111	11	M16x5	8	个	0.121				
12	节点板	10	1	块	2.111	12	M16x5	8	个	0.121				
合计: 211.7 kg														



PLAXIS

北京筑信达工程咨询有限公司



变电站构架设计软件CiSGTCAD

三、软件演示



PLAXIS

北京筑信达工程咨询有限公司



筑信达 APP Store

筑信达公司网站推出“应用市场”频道——
<http://app.cisec.cn>, 为SAP2000/ ETABS使用者及API开发者建立起有效的需求发布、应用共享的互动平台, 并能够为APIer提供学习和交流的服务平台, 使广大APIer能够获得工程设计的实际需求, 使其开发成果能够在中国工程建筑行业得到更广泛的应用, 进而促进SAP2000/ ETABS APP与实际需求不断贴近、数量不断丰富、质量不断提升, 使国内工程师能够使用到更多、更完善的APP。



PLAXIS

北京筑信达工程咨询有限公司

谢谢!

技术支持邮箱: support@cisec.cn
 在线支持系统: support.cisec.cn



PLAXIS

北京筑信达工程咨询有限公司

内容提要:

钢筋混凝土构件极限承载力分析 与CiSDesigner开发

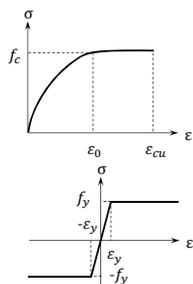
- 1. 钢筋混凝土构件正截面承载力设计原理
- 2. 柱的正截面承载力设计
- 3. 梁的正截面承载力设计
- 4. CiSDesigner的设计思路



1. 钢筋混凝土构件正截面承载力设计原理

1.1 基本假定

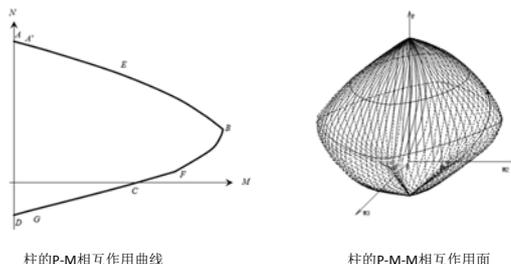
- 平截面假定
- 混凝土的单轴F-D
 - 不考虑抗拉强度
- 钢筋的单轴F-D关系
 - 极限拉应变的定义



1.2 适用于梁、柱、墙的设计/校核

2. 柱正截面承载力设计

2.1 P-M相互作用

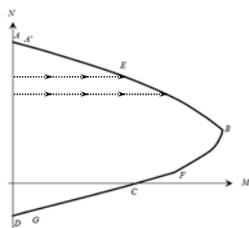


2. 柱正截面承载力设计

2.2 如何生成P-M曲线

2.2.1 传统算法[1][2]

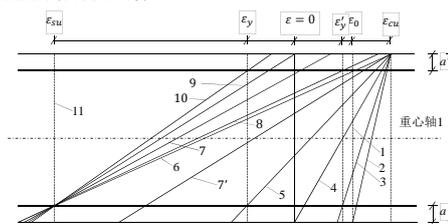
- 1) 先给定一个初始 N_0 为定值;
- 2) 从零开始, 令 e_c 为某一值;
- 3) 设定一压区高度 x_{n0} 值 (注意不是等效压区高度), 根据平截面假定得到各纤维单元的应变;
- 4) 由材料的本构模型得到各纤维的应力;
- 5) 验算截面的平衡方程 (N 是否等于 N_0), 如不满足, 需要迭代 x_{n0} 以得到 $N = N_0$;
- 6) 根据截面平衡方程, 求出 M , 并可以得到曲率 φ ;
- 7) 逐步增大 e_c 值;
- 8) 重复步骤3~7, 直到 $e_c = e_{cu}$, 这样就得到了 $N = N_0$ 时的 M 和 φ ;
- 9) 对所有 N 范围的 N_0 , 重复步骤1~8, 至此就能得到P-M曲线



2. 柱正截面承载力设计

2.2 如何生成P-M曲线

2.2.2 我们提出的算法



生成P-M曲线的截面极限状态应变控制线

[1]江见鲸, 李杰, 金伟良主编. 高等混凝土结构理论[M]. 中国建筑工业出版社, 2007.
[2]赵国藩主编, 周氏主审. 高等钢筋混凝土结构学[M]. 机械工业出版社, 2012.

2. 柱正截面承载力设计

2.2 如何生成P-M曲线

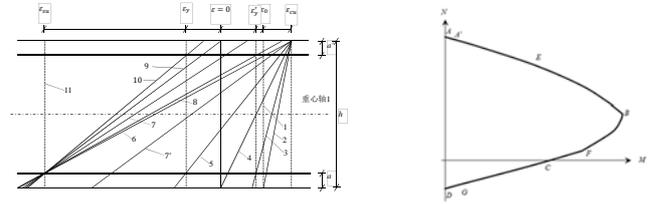
2.2.2 我们提出的算法

- 按照图所示的截面极限状态控制线（1~11号线）就可以得到矢量控制点(M,N)，适当加密一下各控制线之间的应变取值（再增加不到10根应变变线，就可以得到非常精确的全曲线），就可以得到P-M曲线；
- 通过绕重心点旋转主轴，依次采用1）就可得到P-M-M曲线族，这就是三维的相关面。

实质：直接给出截面极限状态的应变分布，不关注加载过程，不涉及到循环迭代，算法复杂度可以有效降低五个数量级！

2. 柱正截面承载力设计

2.3 各个破坏阶段的定义



重要的认识——

- 1: 大偏拉与大偏压的临界点F（6号线）
- 2: 偏拉并非以轴力为拉来划分
- 3: 纯弯点C(7/7线)可能是大偏压破坏，也可能是大偏拉破坏，取决于截面及配筋形式
- 4: 钢筋最大拉应变的定义

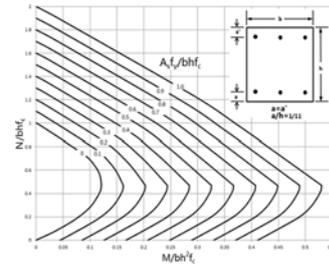
2. 柱正截面承载力设计

2.3 各个破坏阶段的定义

	截面破坏形式	混凝土和钢筋的状态			P-M函数关系	注释
		混凝土	上部钢筋	下部钢筋		
A'E段	极小偏压	上部压坏	受压屈服	弹性受压	近似为直线段	混凝土全截面受压
EB段	小偏压	上部压坏	受压屈服	受压转变为受拉，达到受拉屈服	曲率较小的二次曲线段	下部混凝土出现拉应变，中和轴上移；B点为大小偏压的临界点；
BF/B'F'段	大偏压	上部压坏	受压屈服	逐渐达到受拉破坏	曲率较大的二次曲线段	混凝土中和轴继续上移；纯弯C点可能出现在此区段内；
FG/G'F'段	大偏拉	上表面应变小于 ϵ_{cu} ，逐步全部退出工作	逐渐转为弹性受压、弹性受拉，达到受拉屈服	受拉破坏	近似为直线段	混凝土中和轴继续上移，会全部退出工作；纯弯C点可能出现在此区段内；
GD段	小偏拉	退出工作	逐渐达到受拉破坏	受拉破坏	直线段	

2. 柱正截面承载力设计

2.4 P-M曲线族



相同截面不同配筋率的P-M曲线族

2. 柱正截面承载力设计

2.5 控制内力选择的问题

必须对每个矢量点(M,N)来进行截面设计或承载力校核，没有一般性的选择方法。而大多数教科书讲述的，对柱如何选取设计内力的原则方法（取 M_{max} 及相应的 N ；取 N_{max} 及相应的 M ；取 N_{min} 及相应的 M ），是存在缺陷的，因为完全有可能出现比这三个控制点更不利的内力矢量。

2. 柱正截面承载力设计

2.6 抗震内力的问题

根据反应谱理论，1）所有得到的响应量都是正值；2）也就是说不同的响应量已经湮灭了其正负号关系，不同的响应量不存在物理关联性。基于反应谱理论，当有反应谱参与荷载组合时，必须考虑M与N的相关性。作为保守的一种考虑荷载组合的方式为：将反应谱得到的矢量 (M_{RS}, N_{RS}) 与其他静力工况矢量 (M_S, N_S) 进行组合时，采用 $(M_S + M_{RS}, N_S + N_{RS})$ 、 $(M_S + M_{RS}, N_S - N_{RS})$ 、 $(M_S - M_{RS}, N_S + N_{RS})$ 、 $(M_S - M_{RS}, N_S - N_{RS})$ 这四种组合（如果考虑P-M-M相关面，则是八种组合）。

2. 柱正截面承载力设计

2.6 抗震内力的问题

CSI设计程序 (SAP2000/ETABS/SAFE/CSiBridge) 都是这样处理的, 而国内多数设计程序将反应谱工况当作静力工况处理 (当作正负方向的“地震力”), 只考虑 $(M_S + M_{RS}, N_S + N_{RS})$ 、 $(M_S - M_{RS}, N_S - N_{RS})$ 两种组合, 这在大偏压起控制作用的时候是不安全的。

举例说明:

假定考虑组合系数后反应谱的内力矢量为(5,3), 考虑组合系数之后其他静合内力矢量为(9,7)。CSI设计软件可以考虑的设计组合: (14,10)、(4,10)、(14,4)、(4,4); 常规软件只考虑设计组合: (14,10)、(4,4)。可以看出, 当大偏压时, 漏掉的矢量(14,4)会导致设计不安全。

2. 柱正截面承载力设计

有关P-M相互作用问题, 请参阅论文集中的论文:

[3]李楚舒,陈云波,芮继东,李立. P-M-M相关面的生成及其形状讨论(讨论稿),2014.

2. 柱正截面承载力设计

2.7 单向配筋设计

- 可以手工计算, 不用考虑钢筋位置, 直接得出配筋面积
- 注意的问题: 拉压判别、大小偏压判别、大偏拉混凝土的应变状态等

截面的界限偏心距: $e_{ob} = \frac{M}{N} = 0.266 \left(1 + 6.42 \frac{A_s f_y}{\rho b h f_c} \right) h = 0.266 \left(1 + 3.21 \rho \frac{f_y}{f_c} \right) h = 0.266(1 + 3.21\xi)h$
 其中: $\xi = (A_s + A_s') f_y / b h f_c$, 称为含钢特征值; $\rho = (A_s + A_s') / b h$, 即纵筋配筋率。
 所以界限偏心距 e_{ob} 是与 ξ 和 h 都相关的一个参数。
 工程上常常采用的界限偏心距“大体为 $0.3h_0$ ”, 但含钢特征值 ξ 被忽略掉了, 失去了重要的物理意义。不同含钢特征值的P-M曲线族, 含钢特征值分别为0.1和1.0 (对应的配筋率大约为0.5%和5%) 的界限偏心距 e_{ob} 分别是 $0.35h$ 和 $1.12h$ 。
 此时截面界限弯矩曲率, $\phi_{ub} = (\epsilon_{cu} + \epsilon_y) / h_0$ 。

2. 柱正截面承载力设计

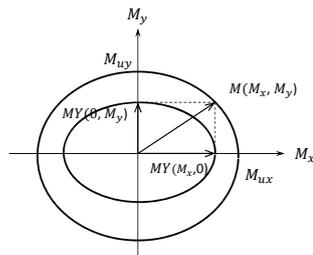
2.8 双偏压设计

- 问题的来源
- 传统按单向配筋的问题
- 如何生成P-M-M包络面
 - 极限状态应变分布
 - 用等效矩形应力图?
 - 钢筋最大拉应变
- Nikitin公式: $\frac{1}{N} = \frac{1}{N_{ux}} + \frac{1}{N_{uy}} - \frac{1}{N_{uo}}$
- 需要确定钢筋位置

2. 柱正截面承载力设计

2.8 双偏压设计

✘ 传统工程算法 (按单向考虑)

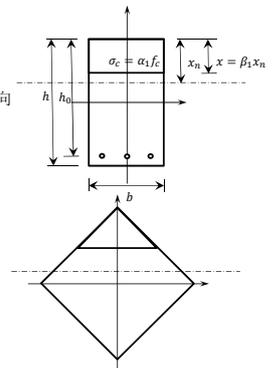


2. 柱正截面承载力设计

2.8 双偏压设计

✘ 采用等效矩形应力图 (α_1, β_1)

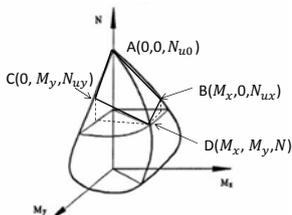
- α_1, β_1 是根据矩形截面形心主轴方向得出的混凝土等效矩形应力图参数
- 等效: 合力相同、合力作用点相同
- 矩形形心主轴, 对C50以下:
 - $\alpha_1 = 0.969$, 规范取 $\alpha_1 = 1.0$;
 - $\beta_1 = 0.824$, 规范取 $\beta_1 = 0.80$;
- 正方形转动 45° :
 - $\alpha_1 = 0.920$
 - $\beta_1 = 0.845$



2. 柱正截面承载力设计

2.8 双偏压设计

双向偏压简化算法——倪克勤公式



倪克勤公式在大偏压时，尤为保守

89/02规范都采用偏心距增大系数 η （只是对附加偏心距 e_a 的定义不同）

$$M_c = N\eta e_i = M + Ne_a + Nh_0 \left(\frac{1}{1400} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 \right) \quad (1)$$

10规范采用 $C_m - \eta_{ns}$ 法

$$M_c = C_m M + Ne_a + C_m N h_0 \left(\frac{1}{1300(1+e_a/e_0)} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_c \right) \quad (2)$$

注：上式中采用了传统定义 $e_0 = M/N$ ，这与10规范不同

ACI规范

$$M_c = C_m \left(M + Ne_a + Nh_0 \left(\frac{1}{1300} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_c \right) \right) \quad (2-1)$$

EC2规范

$$M_c = C_m M + Ne_a + Nh_0 \left(\frac{1}{1300} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_c \right) \quad (2-2)$$

10规范2009年7月的征求意见稿

$$M_c = C_m M + Ne_a + C_m N h_0 \left(\frac{1}{1300} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_c \right) \quad (2-3)$$

[5]李楚舒,李立,陈云波,芮继东.从我国混凝土设计规范演化并参照欧美规范探讨附加偏心距和 $P - \delta$ 效应的相关规定(讨论稿),2014.

2. 柱正截面承载力设计

2.8 如何考虑 $P - \delta$ 效应（贡献）

目前国际规范和我国规范在混凝土结构设计中考虑二阶 $P - \Delta$ 效应普遍采用的做法都是^[4]：

1) 在结构分析阶段，考虑由于节点侧向位移产生的 $P - \Delta$ 贡献，这只需要考虑与 $P - \Delta$ 贡献相关的几何刚度就可以了；

2) 在构件设计阶段，通过考虑二阶效应的弯矩放大系数，来考虑由于构件节点间挠曲产生的 $P - \delta$ 贡献。

[4]李楚舒,李立,刘春明,魏旭豪.结构设计中如何全面考虑 $P - \Delta$ 效应[J].建筑结构,2014,44(5):78-82.

2. 柱正截面承载力设计

2.9 附加偏心距的问题

89规范： $e_a = 0.12(0.3h_0 - e_0)$ (89 4.1.15-5)

02/10规范： $e_a = \max(20, h/30)$

ACI 10.10.6.5条规定最小偏心距为 $e_{i,min} = (0.6 + 0.03h)$ ，单位为英寸，以mm为单位是 $e_{i,min} = (15.2 + 0.03h)$ 。

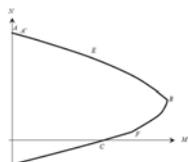
EC2 6.2条最小偏心距 $e_{min} = h/30 \geq 20 \text{ mm}$ 。EC2几何缺陷偏心距的定义（当柱长不超过16m时，都是 e_{min} 控制），按附加偏心距的概念与我国02/10规范完全一样。

ACI采用的是最小偏心距的概念， $e_{i,min} = (15.2 + 0.03h)$ ，也就是说不存在纯粹的轴心受压，截面设计采用的弯矩必须大于等于 $Ne_{i,min}$ 。其目的就是为了保证截面在极小偏心距的情况下，能够承担足够的弯矩，以防止脆性破坏，因此可以理解为当 $e_0 = 0$ 时，取 $e_{i,min}$ 得到的偏压承载力与轴压承载力相同。这个概念与89规范是一致的。

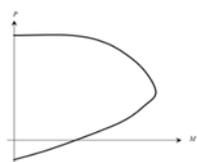
[5]李楚舒,李立,陈云波,芮继东.从我国混凝土设计规范演化并参照欧美规范探讨附加偏心距和 $P - \delta$ 效应的相关规定(讨论稿),2014.

2. 柱正截面承载力设计

2.10 P-M曲线的形状



中国规范的典型柱P-M曲线

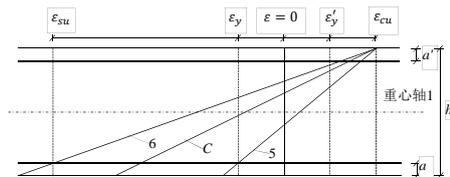


ACI规范的典型柱P-M曲线

问题：需不需要按轴心受压把PM曲线上部削平？

3. 梁正截面承载力设计

超筋梁、适筋梁、少筋梁破坏形态及定义



梁正截面极限状态的应变

3. 梁正截面承载力设计

3.1 最小配筋率与钢筋最大拉应变限值

$$\varepsilon_{su} = \left(\frac{\alpha_1 \beta_1 f_c}{\rho_{min} f_y} - 1 \right) \varepsilon_{cu} \quad (3-1)$$

我国02/10规范对梁的最小配筋率 $\rho_{min} \geq \max\{0.2\%, 0.45f_t/f_y\}$ ，假定是由后者控制，将 $\rho_{min} = 0.45f_t/f_y$ 代入式(3-1)，可得出 $\varepsilon_s \approx 0.055$ ；如果考虑抗震等级为一级框架梁的规定， $\rho_{min} = 0.80f_t/f_y$ 代入，可得出 $\varepsilon_s \approx 0.030$ 。（以上均取 $f_c = 10f_t$ ）

同样可以对ACI规范的最小配筋率规定（ $\rho_{min} \geq \max\{0.25\sqrt{f_t}/f_y, 1.4/f_y\}$ ），采用我国规范的符号及单位制重写；可以知道ACI的最小配筋一般由 $1.4/f_y$ 控制，可以推演出钢筋最大拉应变约为 0.026 （ACI中 $\varepsilon_{cu} = 0.003$ ， $\alpha_1 = 0.85$ ， $\beta_1 = 0.85$ ，承载力公式要考虑折减系数 $\phi = 0.9$ ）。

3. 梁正截面承载力设计

3.1 最小配筋率与钢筋最大拉应变限值

$$\rho_{min} = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{\alpha_1 \beta_1 \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su}} \times \frac{f_c}{f_y} \quad (3-2)$$

依据平截面假定，可以把防止“超筋破坏”和“少筋破坏”的适筋梁用下式来进行等效压区高度的计算控制：

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su}} \beta_1 h_0 = \xi_t h_0 \leq x \leq \xi_b h_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \beta_1 h_0 \quad (4)$$

式中 $\xi_t = \beta_1 \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su})$ ，其含义是最小受压区高度的指标，可以对应为梁在承载力极限状态下的最小配筋率要求。

3. 梁正截面承载力设计

3.2 受压区高度控制的问题

- 我国规范对非抗震的压区高度控制，即 $\xi \leq \xi_b$ ，相当于 $x \leq 0.65h_0$ （相当于 $\varepsilon_{s0} = \varepsilon_y = 0.0015$ ）；对一级抗震： $x \leq 0.25h_0$ （相当于 $\varepsilon_{s0} = 0.0073$ ）；对二、三级抗震： $x \leq 0.35h_0$ （相当于 $\varepsilon_{s0} = 0.0042$ ）；
- 2002年之后ACI的控制原则是10.3.4条，要求受拉钢筋应变 ε_{s0} 不应低于0.005。可以推算出，ACI相当于要求满足 $\xi \leq 0.58\xi_b$ 。不区分是否抗震；
- 欧洲EC2规范的控制原则是5.5条，对C50以下的混凝土， $x_n/h_0 \leq 0.448$ ，换算得出 $\xi \leq 0.64\xi_b$ （推算出EC2对钢筋应变的要求不低于0.0043，这与ACI基本相当）。不区分是否抗震。

3. 梁正截面承载力设计

3.3 ACI的配筋方法

我们参照ACI和EC2的设计原则，首先确保受拉钢筋要达到某一应变值，使得截面具有足够的延性，比如 $\varepsilon_{s0} = 0.005$ ，会给设计带来怎样的影响，下面进行分析。将此种设计方法称为“方法1”，我国的设计方法称为“方法0”。

单筋梁钢筋应变达到 ε_{s0} 和 ε_y 时的极限弯矩 M_0 、 M_b ，分别为：

$$M_0 = \alpha_1 \beta_1 b f_c x_{n0} \left(h_0 - \frac{\beta_1 x_{n0}}{2} \right) \quad (6-1)$$

$$M_b = \alpha_1 \beta_1 b f_c x_{nb} \left(h_0 - \frac{\beta_1 x_{nb}}{2} \right) \quad (6-2)$$

显然， $M_0 < M_b$ 。

假定采用常用材料（C50以下的混凝土，HRB335钢筋（ $\varepsilon_y = \varepsilon'_y = 0.0015$ ））， $a' = 0.1h_0$ ，则上两式可以化简为：

$$M_0 = 0.2675bh_0^2 f_c \quad (6-3)$$

$$M_b = 0.3988bh_0^2 f_c \quad (6-4)$$

3. 梁正截面承载力设计

3.3 ACI的配筋方法

- 当设计弯矩值 $M \leq M_0$ 显然，两种方法的配筋 A_s 一样。
- 当设计弯矩值 $M_0 < M \leq M_b$ “方法0”采用单筋梁设计，而“方法1”将采用双筋梁设计。为了对比简便，考察 $M = M_b$ 的情形。“方法0”的配筋值为：

$$A_s = \frac{M_b}{\left(h_0 - \frac{\beta_1 x_{nb}}{2} \right) f_y} = 0.550bh_0 f_c / f_y \quad (8-0)$$

“方法1”的配筋计算。抵抗 M_0 的下部钢筋为：

$$A_{s1} = \frac{M_0}{\left(h_0 - \frac{\beta_1 x_{n0}}{2} \right) f_y} = 0.318bh_0 f_c / f_y \quad (8-1)$$

抵抗 $(M_b - M_0)$ 的上部钢筋和下部钢筋为：

$$A'_s = A_{s2} = \frac{M_b - M_0}{(h_0 - a') f_y} = 0.146bh_0 f_c / f_y \quad (9-1)$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 0.464bh_0 f_c / f_y \quad (10-1)$$

$$A_s + A'_s = 0.610bh_0 f_c / f_y \quad (11-1)$$

总配筋量“方法1”比“方法0”只多出不到11%，但代表延性的截面曲率可以提升73%。

3. 梁正截面承载力设计

3.3 ACI的配筋方法

- 当设计弯矩值 $M > M_b$ 取 $M = 1.4M_b$ 来考察。

“方法0”也要进行双筋设计，直接写出配筋结果：

$$A'_s = A_{s2} = 0.177bh_0 f_c / f_y \quad (12-0)$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 0.727bh_0 f_c / f_y \quad (13-0)$$

$$A_s + A'_s = 0.904bh_0 f_c / f_y \quad (14-0)$$

$$A_s / A_s = 0.24 \quad (15-0)$$

“方法1”，直接写出配筋结果：

$$A'_s = A_{s2} = 0.323bh_0 f_c / f_y \quad (12-1)$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 0.641bh_0 f_c / f_y \quad (13-1)$$

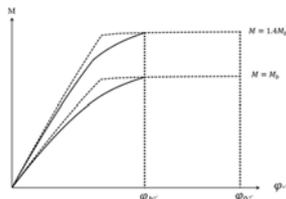
$$A_s + A'_s = 0.964bh_0 f_c / f_y \quad (14-1)$$

$$A'_s / A_s = 0.50 \quad (15-1)$$

总配筋量“方法1”比“方法0”只多不到7%，但代表延性的截面曲率依然可以提升73%。

3. 梁正截面承载力设计

3.3 ACI的配筋方法



两种配筋方法梁截面的弯矩—曲率关系对比 $\phi_0/\phi_b \approx 1.73$

[6]李楚舒,芮继东,李立,陈云波.基于应变状态讨论我国钢筋混凝土梁正截面承载力设计存在的问题(讨论稿),2014.

4. CiSDesigner开发

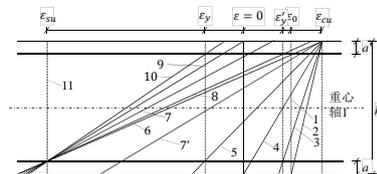
- 考虑上述所有问题
- 计算量巨大

- 配筋方案多：以600*600的柱为例，满足规范最大最小间距要求、最大最小配筋率要求，可以枚举出1121种配筋方案；
- PMM生成
- 荷载组合数量多：以常规抗震设计，荷载组合数量可以达到300组以上（有反应谱参与的原始组合就可派生出8种设计组合）
- 智能化选筋算法

4. CiSDesigner开发

- 业内最领先的P-M-M曲线算法技术

- 正确的极限状态应变分布
- 极致优化的图形算法：纤维模型与条带模型
- 比国内外竞品正确（没有任何认为简化）和高效（直接由各极限状态应变分布得到）
- 高级选项：钢筋最大拉应变限值可自定义、用户选筋（直径、间距）偏好等

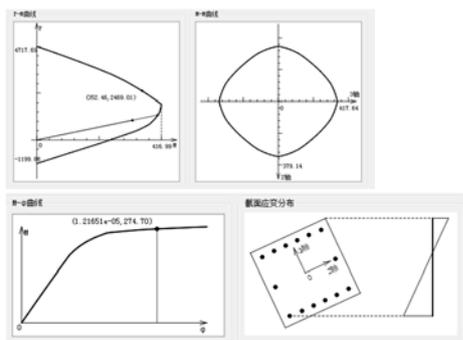


4. CiSDesigner开发

- 支持GB50010-2010、JGJ 149-2006、JTG D62-2004、ACI 2011.....
- 可用于常规柱设计（建筑结构、桥梁）、异形柱设计和型钢混凝土柱的设计
- 支持常规柱截面形式（矩形、圆形、环形、L型、T型、十字型）的参数化定义，支持多边形和圆形开洞、支持任意多边形的异形柱、支持型钢输入
- 支持从ETABS、SAP2000导入各设计组合的内力值

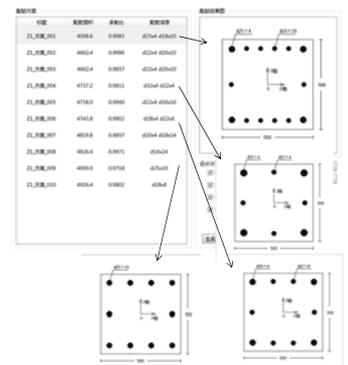
4. CiSDesigner开发

- 提供P-M-M包络面数据、P-M图、M - φ图



4. CiSDesigner开发

- 根据用户定义的截面形式、钢筋直径范围、钢筋根数范围等参数，高效给出配筋可选方案（符合最小最大配筋率要求，符合规范构造要求（钢筋最大最小间距），满足承载比D/C<=1.0，配筋面积较优），供用户选择最终的设计方案。



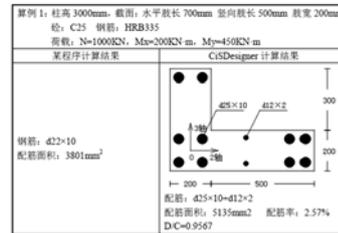
4. CiSDesigner开发

- 矩形柱设计对比

几何及荷载	双偏压计算结果	CiSDesigner 配筋结果							
		配筋方案1	误差	配筋方案2	误差	配筋方案3	误差		
柱高: 3000 截面: 600X600 混凝土: C30 钢筋: HRB335 P: 1000KN Mx=450KN.m My=450KN.m		计算配筋: 888mm ² 配筋率: 2.47% 角筋: D32 分布筋: D25 实配面积: 910mm ² 配筋率: 2.53% D/C=0.839	14.21%	计算配筋: 888mm ² 配筋率: 2.47% 角筋: D32 分布筋: D25 实配面积: 777mm ² 配筋率: 2.18% D/C=0.9990	17.10%	计算配筋: 888mm ² 配筋率: 2.47% 角筋: D32 分布筋: D22 实配面积: 804mm ² 配筋率: 2.24% D/C=0.9853	13.23%	计算配筋: 888mm ² 配筋率: 2.47% 角筋: D20 分布筋: D20 实配面积: 816mm ² 配筋率: 2.27% D/C=0.9782	11.50%
		计算配筋: 945mm ² 配筋率: 2.63% 角筋: D32 分布筋: D25 实配面积: 965mm ² 配筋率: 2.68% D/C=0.839	21.51%	计算配筋: 945mm ² 配筋率: 2.63% 角筋: D32 分布筋: D22 实配面积: 777mm ² 配筋率: 2.18% D/C=0.9993	24.07%	计算配筋: 945mm ² 配筋率: 2.63% 角筋: D32 分布筋: D22 实配面积: 804mm ² 配筋率: 2.24% D/C=0.9951	17.5%	计算配筋: 945mm ² 配筋率: 2.63% 角筋: D28 分布筋: D28 实配面积: 867mm ² 配筋率: 2.48% D/C=0.9519	20.0%

4. CiSDesigner开发

- 异形柱设计对比



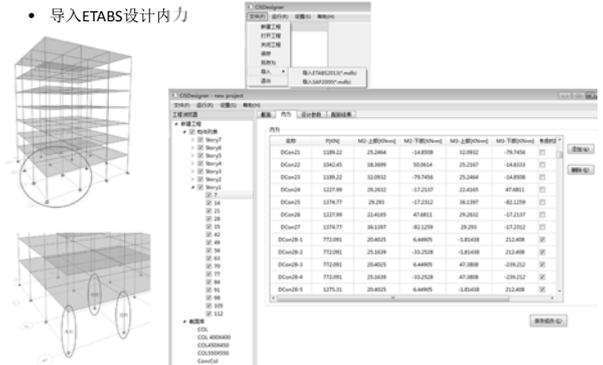
4. CiSDesigner开发

- 异形柱设计对比

几何及荷载	CiSDesigner 计算结果				
	方案1	方案2	方案3	方案4	方案5
算例2: 柱高3000mm, 截面: 水平段长500mm, 竖向段长500mm, 肢宽200mm 砼: C25 钢筋: HRB335 荷载: N=800KN, Mx=150KN.m, My=50KN.m					

4. CiSDesigner开发

- 导入ETABS设计内力



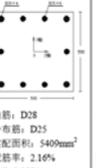
4. CiSDesigner开发

几何	方案				
	方案1	方案2	方案3	方案4	方案5
角柱 柱高: 3600 截面: 450X450 混凝土: C30 钢筋: HRB335					

4. CiSDesigner开发

几何	方案				
	方案1	方案2	方案3	方案4	方案5
边柱 柱高: 3600 截面: 450X450 混凝土: C30 钢筋: HRB335					

4. CiSDesigner开发

几何	方案 1	方案 2	方案 3	方案 4	方案 5
中柱 柱高: 3600 截面: 500X500 混凝土: C30 钢筋: HRB335	 角筋: D32 分布筋: D25 实配面积: 5180mm ² 配筋率: 2.07% D/C=0.9816	 角筋: D22 分布筋: D20 实配面积: 5291mm ² 配筋率: 2.12% D/C=0.9982	 角筋: D28 分布筋: D25 实配面积: 5409mm ² 配筋率: 2.16% D/C=0.9874	 角筋: D28 分布筋: D22 实配面积: 5504mm ² 配筋率: 2.20% D/C=0.9881	 角筋: D20 分布筋: D20 实配面积: 5656mm ² 配筋率: 2.62% D/C=0.9816

4. CiSDesigner开发

- 发展: 剪力墙设计、梁/组合梁设计、钢管混凝土柱设计; 弹塑性分析构件的M较、P-M较属性计算

 谢谢!
Thanks

筑信达在线支持系统 support.cisec.cn

筑信达知识库/案例教程/教学视频 www.cisec.cn

筑信达应用市场 app.cisec.cn

 微信 公众账号: [cisec68924600](https://www.weixin.com/q/68924600)

 优酷 i.youku.com/bjcisec

 新浪微博 @筑信达 weibo.com/cisec

推覆分析及超高层建筑抗震性能评估

CF 上海長福工程結構設計事務所
SHANGHAI CHINAFU STRUCTURAL DESIGN INC.
2014年10月24日

一、性能设计

1.1 性能设计定义

• 性能设计法:

广义地, 在合理的经济投入下, 使死亡人数、停工时间和经济损失最小的设计方法 (FEMA)。

狭义地, 把结构试验作为依据 (如需要)、非线性分析 (静力或动力) 作为手段、非线性位移和变形作为指标、建筑物使用功能作为目标、能够证明与基于规范的法定设计法比较, 至少能达到等同抗震能力的设计方法, 定义为基于性能抗震设计方法, 简称性能设计法。

• 法定设计法:

把规范规定的常规抗震设计方法, 定义基于规范的法定 (或传统) 设计方法, 简称法定 (或传统) 设计法。

1.2 法定设计法和性能设计法的比较

• 法定设计法:

经验+限定的设计方法

例如, 地震作用: 小震=中震-1.55度, 输入地震波集合的选取。结构分析: 强剪弱弯系数, 强柱弱梁系数, 薄弱层剪力放大系数, 转换结构地震内力调整系数, 框架结构底层柱底部弯矩放大系数等。地震作用效应: 周期比, 位移比, 层间位移角, 最小地震剪力系数等。结构布置: 框架-核心筒的框架剪力分担比, 板柱-剪力墙结构的周边框架梁的设置, 7度及其以上的抗震设防分区不应使用厚板转换等。

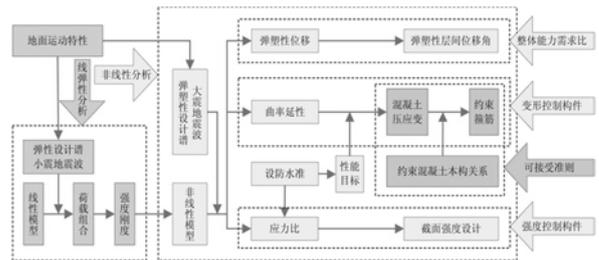
• 性能设计法:

崭新的设计方法

理论上, 是一种通过试验证明或合理确定地震作用后、通过非线性分析证明得到的结果是符合结构实际受力情况, 满足使用功能的设计方法。

1.3 性能设计的流程

按照中国设计领域的实际情况, 当前执行基于承载力+塑性变形验算的设计流程。



钢筋混凝土结构性能设计流程框图

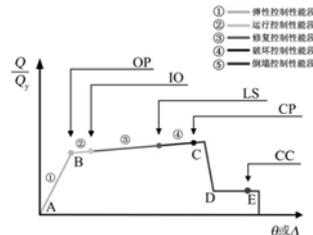
1.4 性能设计目的

- (1) 从整体到构件, 全面、全过程监控和掌握结构的非线性行为, 使结构具有**更高的可信度**。
- (2) 对不同水准的地震、不同类型的构件实行不同方式和不同等级的保护, 以**节约建造成本**, 增加投资效益。
- (3) 使结构能适应建筑和功能需要。**对于基于规范的法定设计法未能涵盖的不规则结构**, 通过性能设计法证明, 与法定设计法设计的类似结构比较, 至少具有等同的抗震能力, 能够防止倒塌、实现生命安全。
- (4) 规范提供了安全保障的最低标准。在满足最低标准的前提下, 允许发展商对性能水准有不同的选择。
- (5) 鼓励结构工程师结构**创新**和使用高性能材料。

二、性能目标

2.1 性能水准

按FEMA和ASCE 41-06的表述方法, 性能水准点可分为OP (完全使用), IO (立即使用), LS (生命安全), CP (防止倒塌), CC (完全倒塌)。



通用非线性本构关系及性能段、性能水准点

2.2 可接受准则

性能水准点对应的塑性变形值称为可接受准则(Acceptance Criteria)。即，可接受准则定义为某一个性能段的最大塑性变形，是构件性能水准的定量判据，**非线性分析和性能水准之间的桥梁**。可接受准则的主要贡献在于使基于性能的抗震设计法成为了实用的定量分析设计方法。

2.3 性能目标

性能水准表(FEMA 273表2-9)

非结构构件	结构性能水准/性能段					
	S-1 立即入住	S-2 破坏控制	S-3 生命安全	S-4 有限安全	S-5 防止倒塌	S-6 不予考虑
N-A 完全运行	1-A 完全运行	2-A	不予推荐	不予推荐	不予推荐	不予推荐
N-B 立即入住	1-B 立即入住	2-B	3-B	不予推荐	不予推荐	不予推荐
N-C 生命安全	1-C	2-C	3-C 生命安全	4-C	5-C	6-C
N-D 减轻灾害	不予推荐	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
N-E 不予考虑	不予推荐	不予推荐	不予推荐	4-E	5-E 防止倒塌	不予推荐

性能目标表(ASCE 41-06表C1-1)

地震危险性水平	建筑性能水准			
	1-A 完全运行	1-B 立即入住	3-C 生命安全	5-E 防止倒塌
50%/50	a	b	c	d
20%/50	e	f	g	h
BSE-1(-10%/50)	i	j	k	l
BSE-2(-2%/50)	m	n	o	p

性能目标矩阵表(ICC 2006)

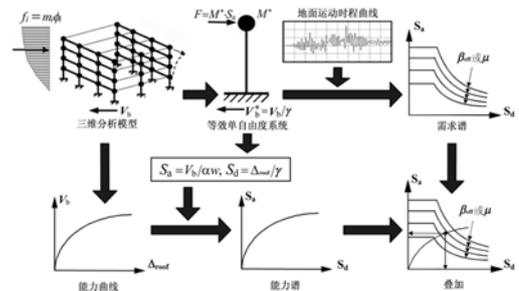
设计水准	重现期	性能水准			
		抗震设计分类 I	抗震设计分类 II	抗震设计分类 III	抗震设计分类 IV
罕遇地震	2475 年	严重(CP)	严重(CP)	较严重(LS)	一般(IO)
偶遇地震	475 年	严重(CP)	较严重(LS)	一般(IO)	微小(OP)
多遇地震	50 年	较严重(LS)	一般(IO)	微小(OP)	微小(OP)
频遇地震	25 年	一般(IO)	微小(OP)	微小(OP)	微小(OP)

各类建筑的最低抗震性能要求(通则CECS 160:2004)

设防地震动水平		抗震建筑使用功能				
地震烈度	重现期	超越概率	I类	II类	III类	IV类
罕遇地震	975 年	5%/50	功能丧失(CP)	功能部分丧失生命安全(LS)	主要功能可以恢复(损坏,可修复)(IO ⁺)	主要功能不受影响(轻伤,易修复)(IO)
偶遇地震	475 年	10%/50	功能部分丧失生命安全(LS)	主要功能可以恢复(损坏,可修复)(IO ⁺)	主要功能不受影响(轻伤,易修复)(IO)	功能不受影响(OP)
多遇地震	50 年	63%/50	主要功能可以恢复(损坏,可修复)(IO ⁺)	功能不受影响(OP)	功能不受影响(OP)	功能不受影响(OP)

三、推覆分析

3.1 基本原理

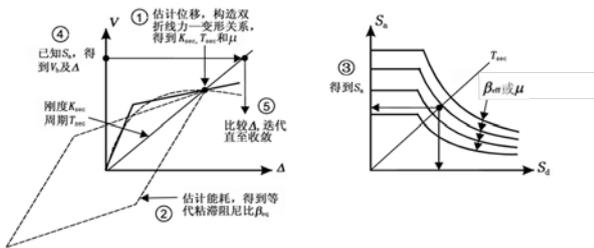


推覆分析基本原理图

3.2 弹塑性需求谱和目标位移

在估计目标位移方面，主要有ATC 40推荐的**能力谱法**和FEMA 273、FEMA 356推荐的**位移系数法**，FEMA 440提出的**等代线性法**，Powell G.H.提出的**修正能力谱法**

基本步骤



能力谱法

3.2.1 能力谱法 (ATC 40)

基本原理

基本原理是按原点与最大塑性位移连线的斜率作为屈服后的等代刚度 K_{eq} ，估计能耗引起的粘滞阻尼及等效粘滞阻尼比 β_{eq} ，并作为附加阻尼并入振型阻尼比(5%)组成有效阻尼比 β_{eff} ，按 β_{eff} 折减弹性反应谱估计弹塑性反应谱。能力谱法具有明确的物理意义。

弹塑性谱与 $\beta_{eff} = \beta + \beta_{eq}$ 准则

对具有双折线型力—变形关系的非线性单自由度系统，弹塑性谱加速度 S_a 和谱位移 S_d 之间的关系式

$$S_a = S_{ae} R_{\mu}$$

$$S_d = \frac{R_{\mu}}{R_{\mu} - 1} S_{de} = \frac{R_{\mu}}{R_{\mu} - 1} \frac{T_e^2}{\Delta t^2} S_{de} = \frac{R_{\mu}}{R_{\mu} - 1} \frac{T_e^2}{\Delta t^2} S_a$$

$$R_{\mu} = (\mu - 1) \frac{T_e}{T_c} + 1, \quad T < T_c$$

$$R_{\mu} = \mu, \quad T > T_c$$

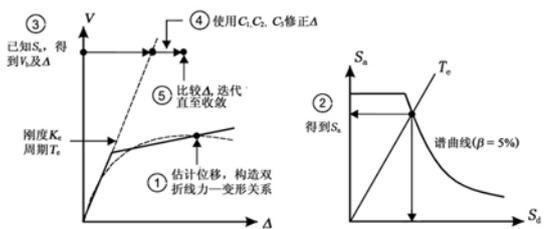
3.2.2 位移系数法 (FEMA 273)

基本公式

位移系数法通过弹性反应谱确定弹性位移，采用一系列经过动力非线性分析校核的统计经验系数的修正，得到弹塑性目标位移的估计值。计算公式如下

$$\Delta = C_1 C_2 C_3 C_4 S_{de} \frac{T_e^2}{\Delta t^2}$$

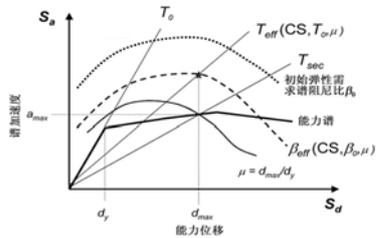
基本步骤



位移系数法

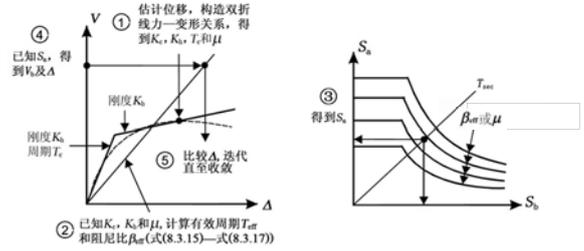
3.2.3 等效线性法 (FEMA 440)

基本原理



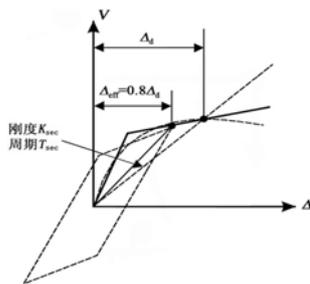
有效阻尼 β_{eff} 和有效周期 T_{eff}

基本步骤



等效线性法(FEMA 440)

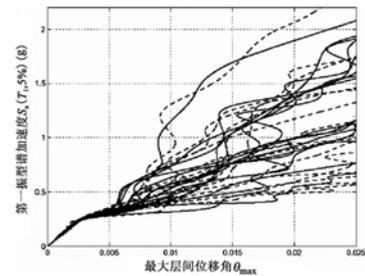
3.2.4 修正能力谱法 (Powell)



修正能力谱法 (PERFORM-3D)

3.3 推覆分析统计意义上平均

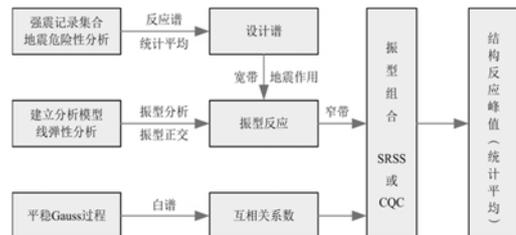
3.3.1 动力非线性分析的离散性



5层钢结构带支撑框架对30条地震记录的地震反应 (Vamvatsikos and Cornell, 2000)

3.3.2 反应谱理论的数学模型

反应谱理论的数学模型是平稳宽带Gauss过程输入具有窄带过程性质的线性系统。时程分析法是一种确定性分析方法，需要选择合适的输入地震动。应用确定性分析方法解决随机过程的问题，统计平均也许是唯一的途径。



反应谱理论及流程框图

3.3.3 推覆分析的数学意义

线性阶段： 若使用第一振型 ϕ_1 作为加载模式，在相当于第一振型的反应谱分析。

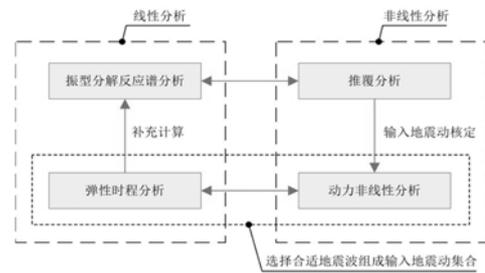
非线性阶段： 反应谱分析法对非线性系统分析的延伸和扩展，逻辑上推覆分析得到的非线性地震反应具有统计平均意义。

- ①用 μ 准则建立弹性反应谱和弹塑性反应谱之间的某种联系，使从弹性需求谱估计的弹塑性需求谱也具有统计意义上的平均。
- ②通过使用大量动力非线性分析结果的统计平均建立了动力与推覆之间的校准系数。分析结果表明，在众多表示结构非线性行为的物理量中，**顶部位移**受高振型、推覆力分布模式等因素的影响最小，最接近动力非线性分析结果统计意义上的平均值。

3.4 局限性及其对策

不确定性：①弹性阶段：高振型引起的推覆分析与反应谱分析之间的差异性，②弹塑性阶段：推覆力分布模式及分析模型与塑性较出现后引起的结构特性之间的误差。

3.3.4 抗震分析方法之间的对应关系

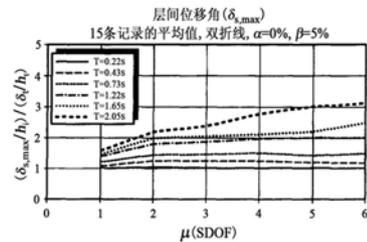


抗震分析方法之间的对应关系

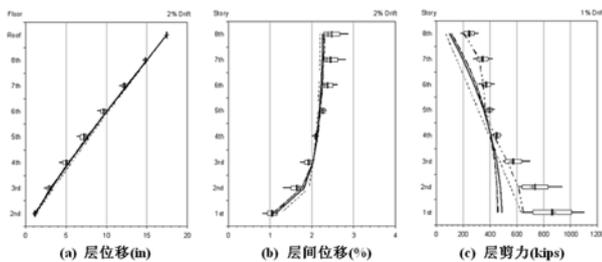
3.4.1 高振型影响

■ 影响规律

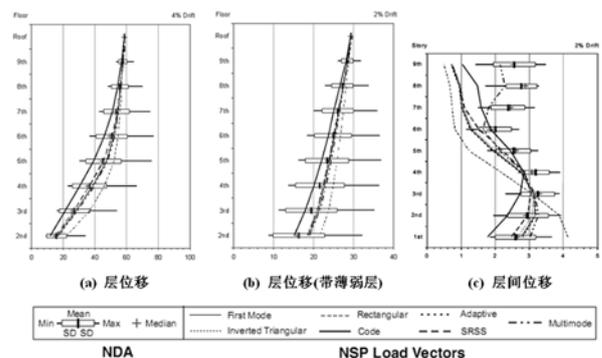
Krawinkler H. 和 Seneviratna G.D.P.K.



最大层间位移与整体层间位移之比 (Krawinkler H.)



8层剪力墙结构推覆分析与动力非线性分析的比较 (FEMA 440)



9层钢框架结构推覆分析与动力非线性分析的比较 (FEMA 440)

■ 对策

线性阶段		非线性阶段	
振型分解反应谱法		推覆分析法	
SRSS 或 CQC	MPA (推覆力的 SRSS)	WMS (推覆力的最大值加权法和)	
$r = (\sum_{j=1}^N \sum_{k=1}^N r_j c_{jk} r_k)^{1/2}$	$f_i = (\sum_{j=1}^N f_{ij})^{1/2}$	$f_i = m_i \phi_{i1} (1 + \sum_{j=2}^N \frac{\phi_{ij}^2 \gamma_j S_{dij}}{\phi_{i1}^2 \gamma_1 S_{d1i}}) \alpha_1^2 \gamma_1 S_{d1i}$	

3.5 实施要点

根据作者的设计经验及参考国外的研究成果，对自振周期 $T \leq 2 \text{ sec}$ 结构，列出实施要点如下。

1. 建立弹性分析模型。按能力设计原理及《建筑抗震设计规范》准则选取合理的抗震等级，进行小震线弹性分析，使结构满足必要的强度需求。

2. 优化结构弹性动力特性，实现动力规则性。结构至少应具有清晰的自振特性，水平振动与扭转振动之间不发生或少发生耦联，减少扭转的影响。对于振型不清晰或扭转振动为第一振型的结构，建议补充动力非线性分析。

7. 按修正能力谱法或等效线性法估计目标位移、构件塑性转动能力，按可接受准则进行性能评估等功能。在我国尚未做出明确规定之前，建议参考美国ASCE 41执行。据最新的研究成果，ASCE 41的可接受准则具有充分的安全性。

8. 确定小震性能点，仔细比较弹性分析与推覆分析的结果。若二者结果差别较大，应检查模型并作出改进后重新推覆。若差别的原因确实是由于高振型的影响，可按小震性能控制点校正法校正后重新推覆。

9. 确定大震性能点。以结构最大弹塑性层间位移角及构件塑性铰转动作为指标，建立结构整体位移与构件局部变形间的关系，评估构件及结构是否达到预期的目标性能。

3.4.2 非线性分析的不确定性和对策

FEMA 440: 使用了100条地震记录，预测了180,000个动力非线性顶部最大位移对推覆分析方法进行了全面的评估，通过随机振动统计平均的途径，提出了等效线性法。

Powell G.H.: 通过校准最大位移的途径，提出了修正能力谱法。在有限经验的基础上，Powell G.H.建议取最大位移的0.8倍为有效周期 T_{eff} ，计算等效周期和等效阻尼。

3. 补充建立三维非线性分析模型。模型应包含影响结构非线性行为的所有因素。例如，构件的屈服强度、屈服变形，约束混凝土的本构关系以及与可接受准则匹配的约束箍筋，梁二侧楼板及板内纵向钢筋对梁抗弯刚度与弯曲超强的影响等等。

4. 选取构件合适的非线性模型。对剪力墙可采用纤维模型或分层壳单元模型，对梁、柱可采用集中塑性铰模型。

5. 选择合理的梁铰变形机构，按结构的特性估计梁铰出现的部位。应允许剪力墙底部出现弯曲塑性铰，但应避免在塑性铰区发生剪切破坏。

6. 选择合适的推覆力模式。建议取“静力”模式进行推覆分析，取包络进行设计。

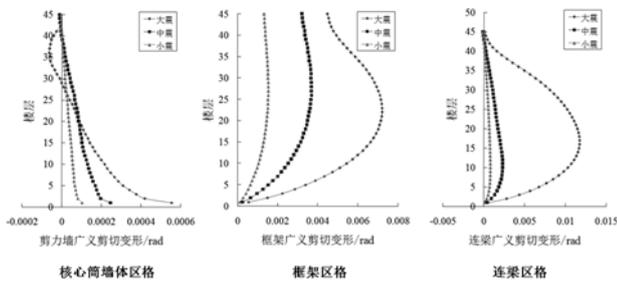
10. 全过程跟踪塑性铰出现的顺序、位置，观察结构变形机构的发展和验证构件的破坏模式，估计潜在的薄弱部位，验证沿结构高度是否存在薄弱层，是否存在发生层倒塌模式的潜在危险。

11. 验证内力重分配是否会引起关键构件及节点的超载发生脆性破坏，是否自始至终都具有完好的传力途径。

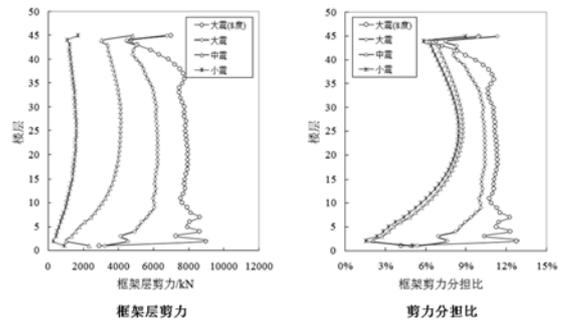
12. 对于墙体底部出现弯曲塑性铰的结构，应控制性能目标。当性能目标超过生命安全水准，处于破坏控制性能段时，应充分重视多自由度体的赘余度，系统超强作用和内力重分布现象。应考虑底部弯曲塑性铰区向上延伸的可能性。

四、超高层建筑的抗震性能评估

4.1 变形特征



典型超高层建筑广义剪切变形层分布曲线 (Y向, Φ_1)



典型超高层建筑框架水平剪力和分担比 (Y向, Φ_1)

4.2 波形核定准则

1. 仔细阅读地质报告。当拟建场地处于震源附近的近场区，例如离活动性断层二侧不足10km的范围内，建议进行详细的地震安全性评价。应根据安评报告提供的人工地震波以及按地震地质、潜在震源的震级、发震机制、断层走向与性质、震中距、传播途径、场地类别、土层特性、结构特性等方面选取的地震动记录，补充动力非线性分析。动力非线性分析结果应作为设计的主要依据。

2. 对于规范规定或抗震超限审查专家要求进行动力非线性分析的结构或结构工程师判定高振型影响明显的结构，从满足场地类别与周期区段以及结构特征的地震动数据库分组中挑选地震动记录，组成特定工程的输入地震动记录集合。

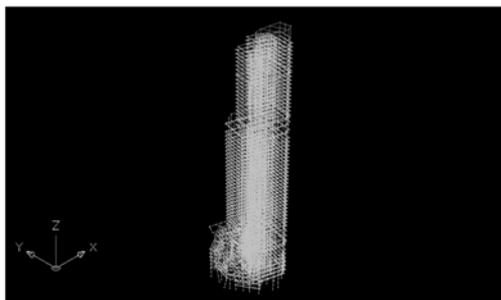
3. 对结构按推覆分析的实施要点进行推覆分析。推覆分析得到的层间位移角分布曲线作为波形核定的基准。

4. 对结构进行单方向的动力非线性分析。比较动力非线性分析和推覆分析得到的层间位移角曲线。取一条或二条最接近的地震动记录，作为核定输入地震作用。

5. 已核定的天然波，每一条波应包括二个方向的水平分量和一个竖向分量。二个水平分量中，取峰值加速度较大的作为主方向，较小的作为次方向。

6. 把主方向的有效加速度峰值，按不同的地震水准调整到规范规定的数值，次方向按比例作相应调整，把二个水平分量分别沿建筑物二个主轴输入二次，保持竖向分量不变，补充动力非线性分析。取包络，从结构层面到构件层面进行全面的、详细的性能评估，作为设计的主要依据

4.3 性能评估实例



分析模型

自振特性参数

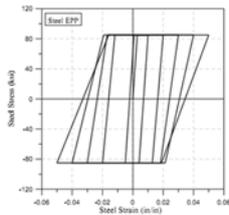
振型	振动特性参数	PMSAP	PERFORM-3D
Mode 1	T_1 (秒)	6.125	6.065
Mode 2	T_2 (秒)	5.881	5.926
Mode 3	T_3 (秒)	3.811	3.872

地震反应控制性指标汇总

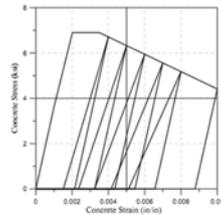
反应谱法		
作用	效应	PMSAP
最大位移比	X向地震	1.423 (1层)
	Y向地震	1.370 (1层)
最大层间位移角	X向地震	1/733 (47层)
	Y向地震	1/749 (49层)
底部剪重比	X向地震	1.25%
	Y向地震	1.25%
刚重比	X向	1.82
	Y向	1.93

抗震性能目标 (C级)

地震水准	多遇地震	设防烈度地震	罕遇地震	
结构性能目标	1-无损坏 (OP, 弹性控制性能段)	3-轻度损坏 (IO, 运行控制性能段)	4-中度损坏 (LS, 破坏控制性能段)	
层间位移角	1/500	1/200	1/100	
构件性能目标	框架梁	轻度损坏 (IO, 运行控制性能段)	重度损坏 (CP, 有限控制性能段)	
	底部加强部位	轻度损坏 (IO ⁺ , 运行控制性能段)	中度损坏 (LS, 破坏控制性能段)	
	非底部加强部位	轻度损坏 (IO ⁺ , 运行控制性能段)	中度损坏 (LS, 破坏控制性能段)	
	剪力墙	1-无损坏 (OP, 弹性控制性能段)	轻度损坏 (IO ⁺ , 运行控制性能段)	中度损坏 (LS, 破坏控制性能段)
	连梁	轻度损坏 (IO ⁺ , 运行控制性能段)	中度损坏 (LS, 破坏控制性能段)	重度损坏 (CP, 有限控制性能段)
	钢支撑	轻度损坏 (IO, 运行控制性能段)	中度损坏 (LS, 破坏控制性能段)	

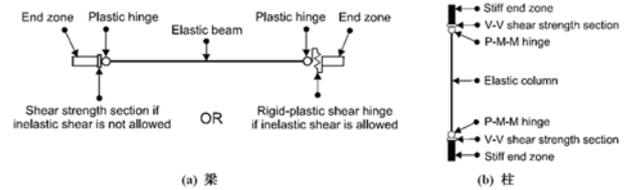


(a) 钢筋(E-P-P model)

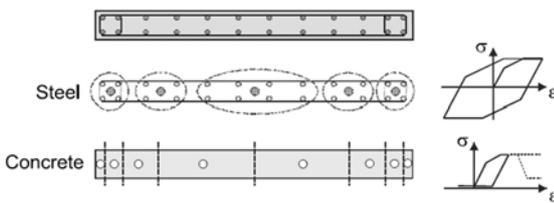


(b) 混凝土(Mander model)

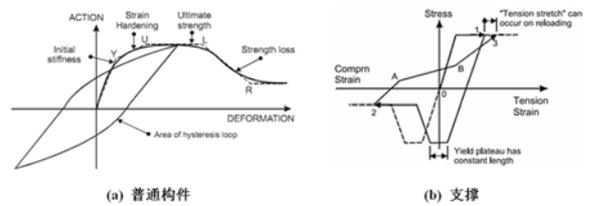
材料本构关系



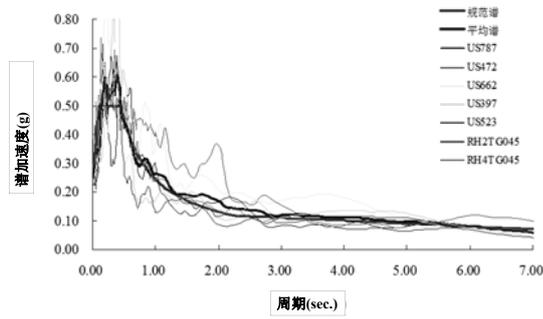
梁、柱FEMA铰模型



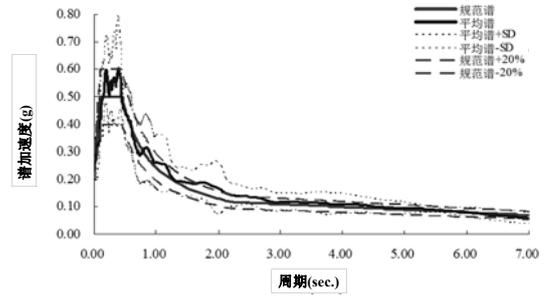
剪力墙纤维模型



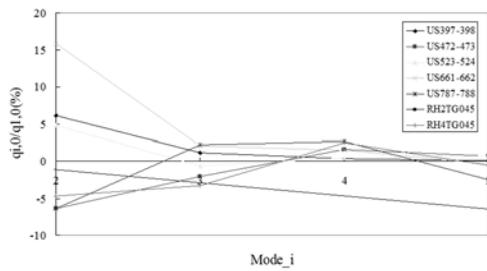
骨架及滞回曲线



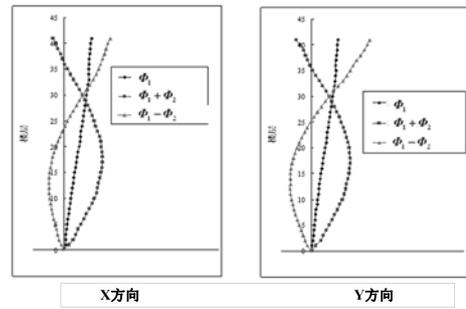
反应谱曲线



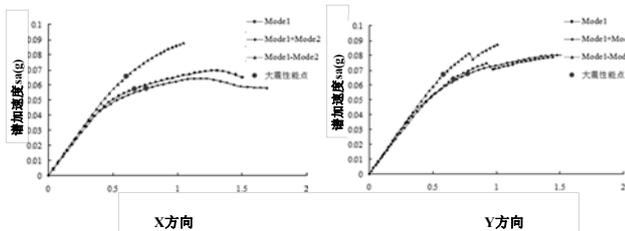
平均反应谱与规范谱的比较



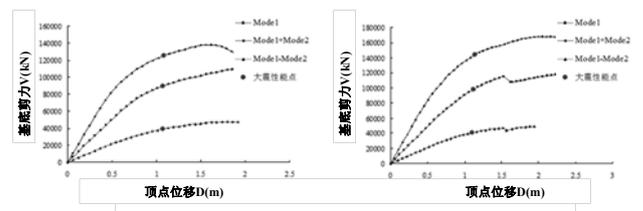
高振型影响曲线



推覆力的分布(示意图)



能力曲线



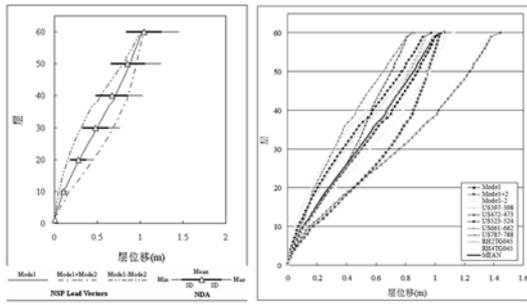
F-D 曲线

小震性能点和线弹性分析的比较

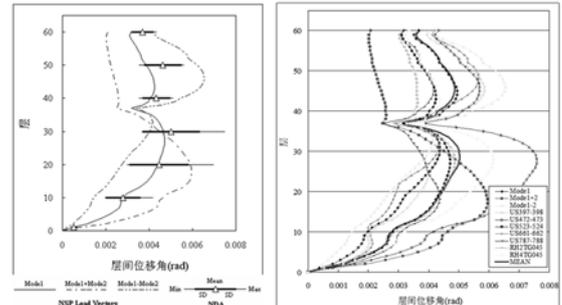
	基本周期/s	底部剪力/kN	顶点位移/m
X向	线弹性分析	21378*	0.255
	推覆分析(模式1)	21300	0.260
Y向	线弹性分析	21976*	0.245
	推覆分析(模式1)	21860	0.250

大震反应(推覆分析)

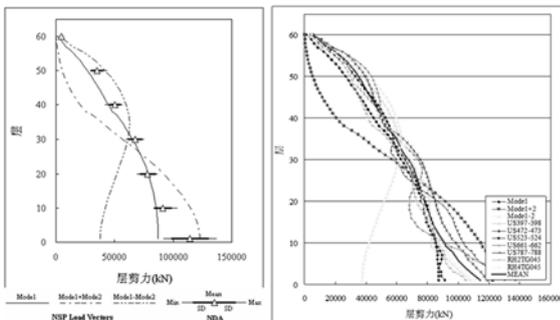
	模式1, ϕ_1		模式2, $\phi_1 + \phi_2$		模式3, $\phi_1 - \phi_2$	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
顶点位移/m	1.055	1.15	1.065	1.15	1.055	1.12
底部剪力/kN	87299	101250	122650	146960	37585	42292
最大层间位移角	1/212	1/214	1/167	1/166	1/152	1/141
底部倾覆力矩	16766192	19459168	17209424	20954660	13272943	14338755



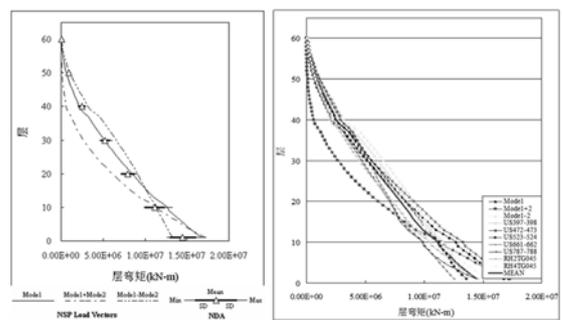
弹性层间位移曲线(X方向)



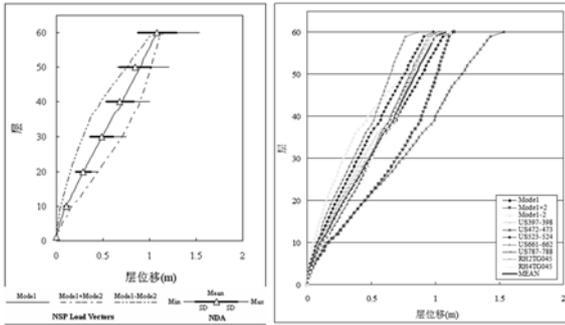
弹性层间位移角曲线(X方向)



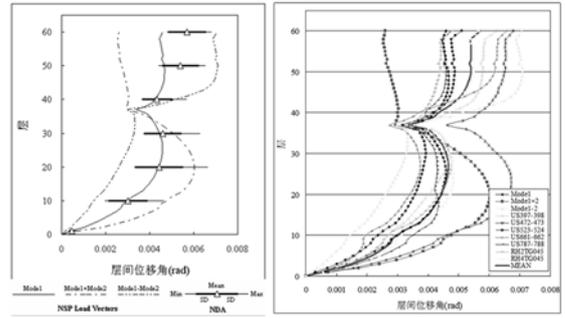
弹性层剪力曲线(X方向)



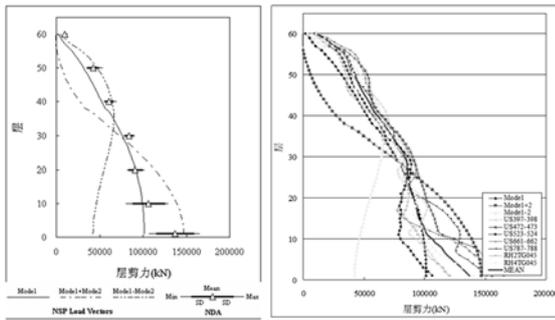
弹性层倾覆弯矩曲线(X方向)



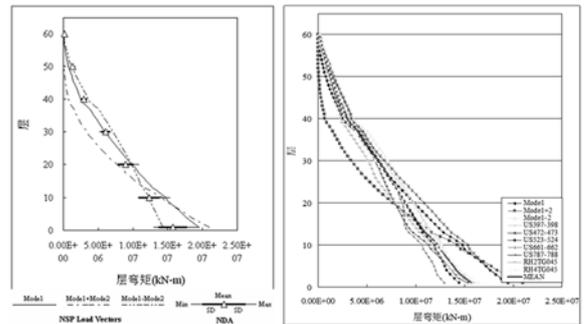
弹性层位移曲线 (Y方向)



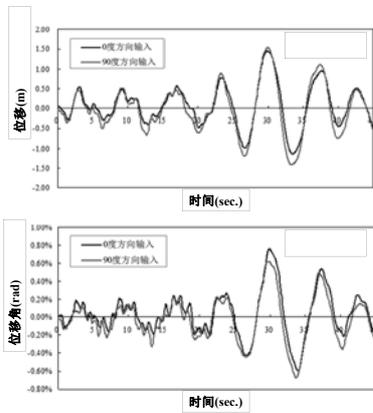
弹性层间位移角曲线 (Y方向)



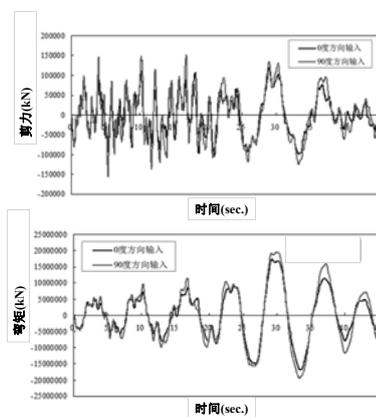
弹性层剪力曲线 (Y方向)



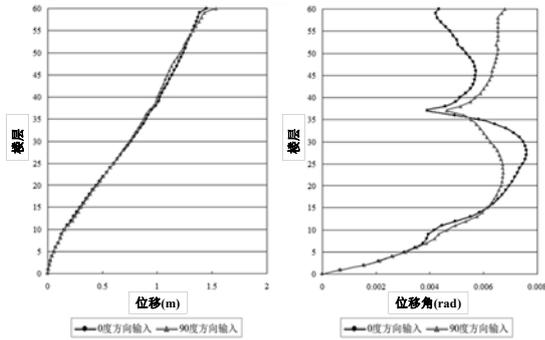
层弹性倾覆弯矩曲线 (Y方向)



顶部位移和最大层间位移角时程 (US472-473波)

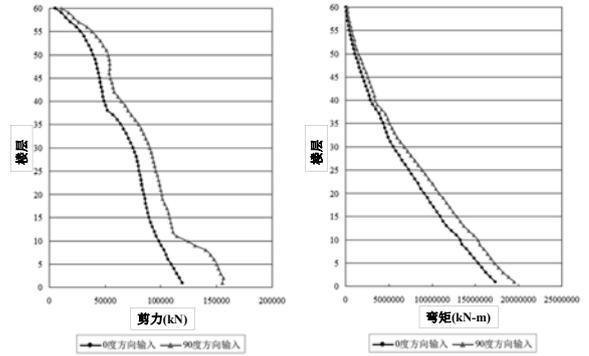


底部剪力和底部倾覆力矩时程 (US472-473波)



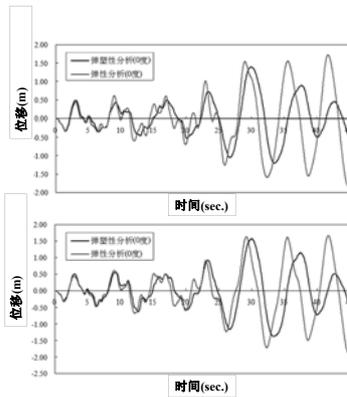
层位移 (US472-473波)

层间位移角 (US472-473波)

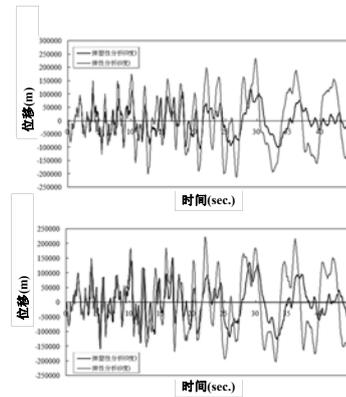


层剪力 (US472-473波)

层倾覆力矩 (US472-473波)



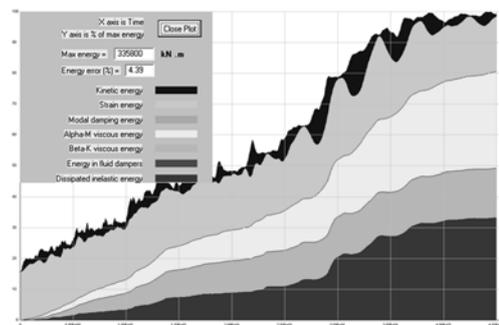
顶部位移大震弹性和弹塑性反应时程 (US472-473波)



基底剪力大震弹性和弹塑性反应时程 (US472-473波)

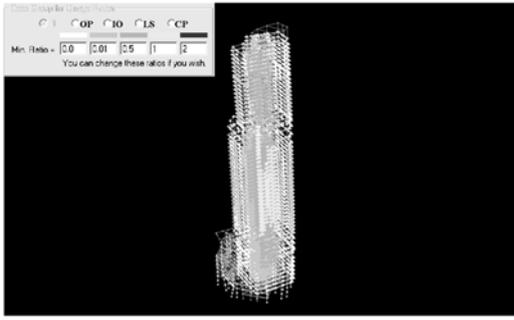
结构整体指标大震反应汇总

	顶部位移 (m)		最大层间位移角		底部剪力 (kN)		层倾覆力矩 (kN-M)	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
反应值	1.45	1.53	1/132	1/147	119240	155310	17308154	19511350
发生时刻 (s)	30.0	30.0	29.2	29.2	29.0	37.7	30.2	30.2



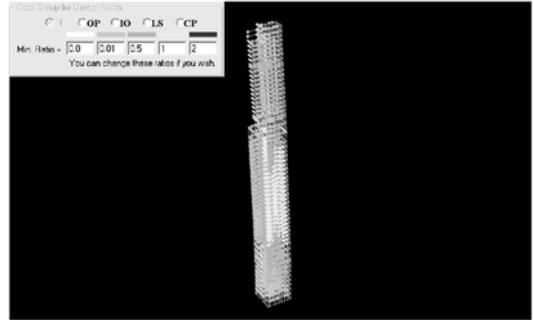
90度输入

能量平衡图 (US472-473波)



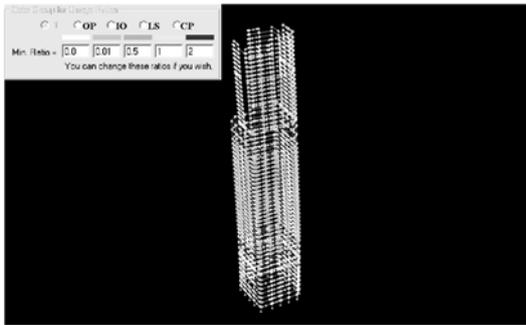
0度输入-梁转角($\times 1\% \text{ rad}$)

梁的性能状态



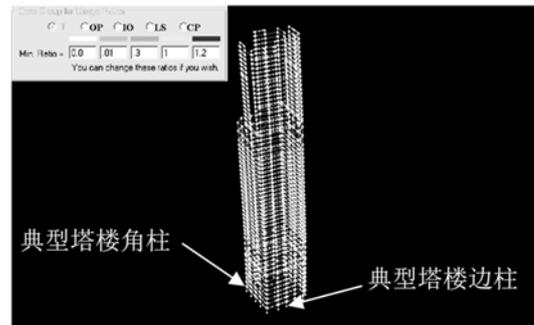
0度输入-连梁转角($\times 1\% \text{ rad}$)

梁的性能状态



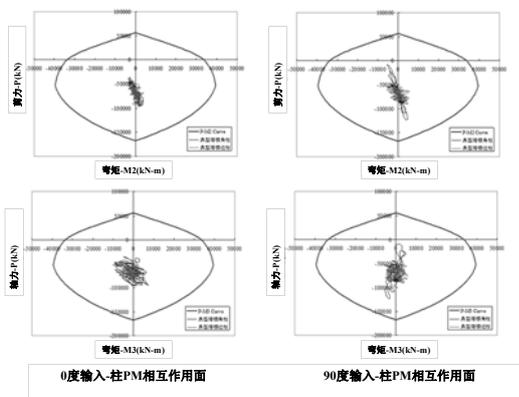
0度输入-框架梁转角($\times 1\% \text{ rad}$)

梁的性能状态

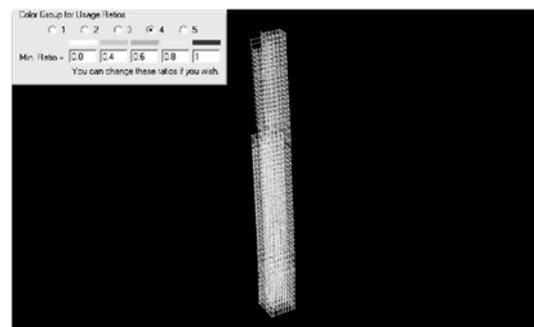


0度输入-柱转角($\times 1\% \text{ rad}$)

柱的性能状态

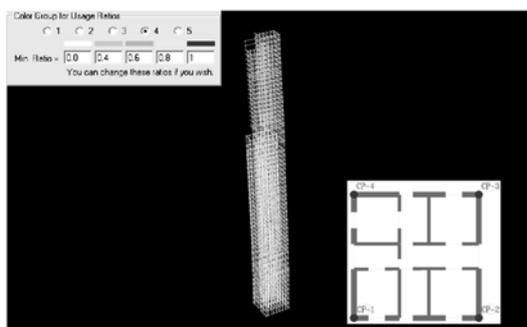


柱的性能状态

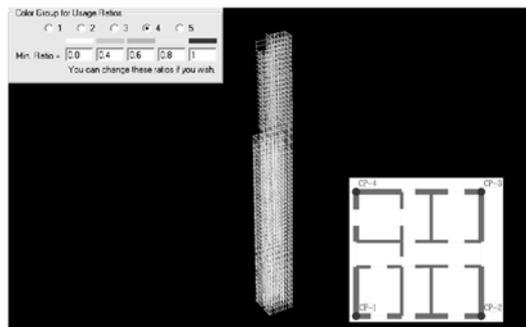


0度输入-最大压应变($>\sigma_{\text{cell}}$)

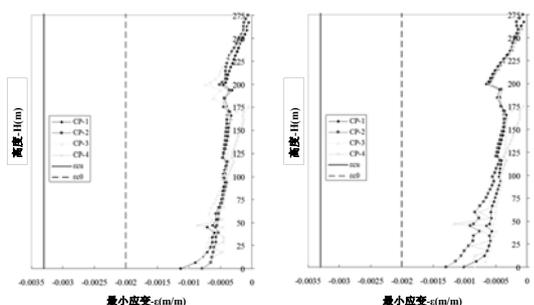
墙的性能状态



0度输入-最大拉应变(ϵ_{xy})
墙的性能状态

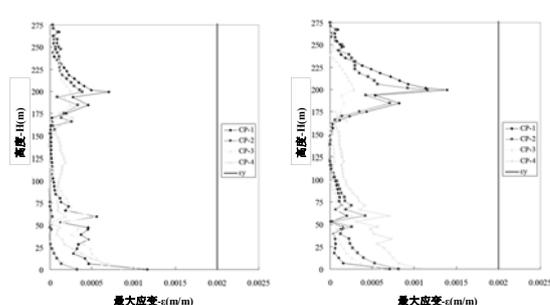


90度输入-最大拉应变(ϵ_{xy})
墙的性能状态



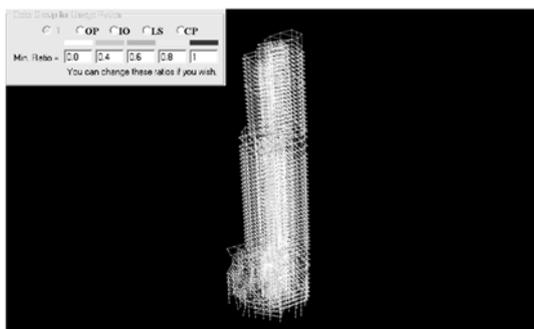
0度输入-核心筒角点应变 (压应变) 90度输入-核心筒角点应变 (压应变)

墙的性能状态

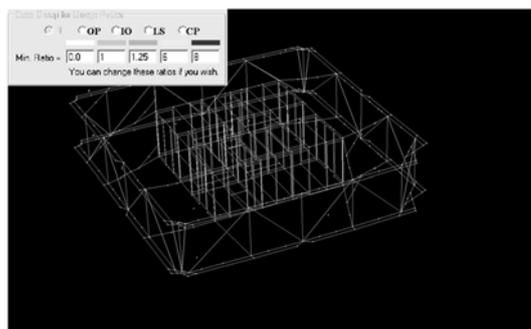


0度输入-核心筒角点应变 (拉应变) 90度输入-核心筒角点应变 (拉应变)

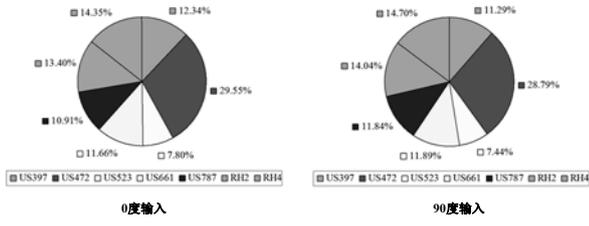
墙的性能状态



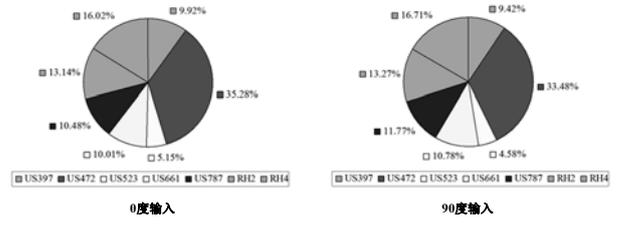
0度输入-剪应力($\tau \leq 0.15f_{ck}$)
剪切性能状态



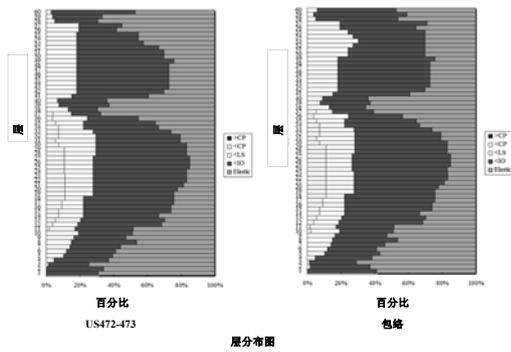
0度输入-支撑变形($\Delta\epsilon$)
支撑的性能状态



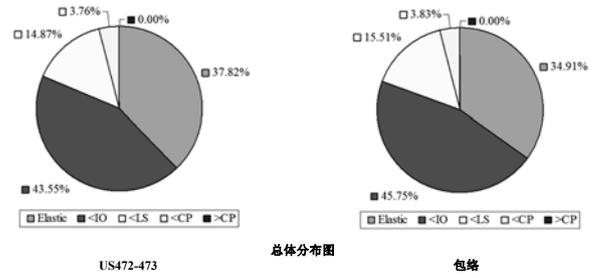
地震输入能量比例图



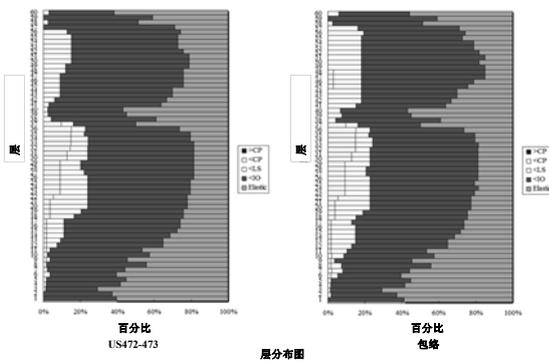
结构塑性性能比例图



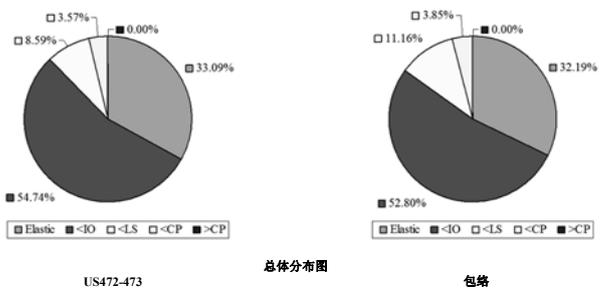
梁的性能状态的对比 (0度输入)



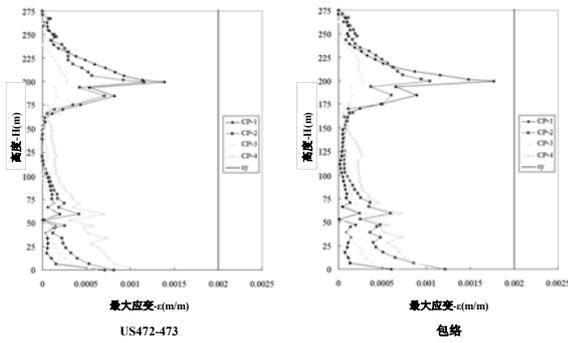
梁的性能状态的对比 (0度输入)



梁的性能状态的对比 (90度输入)



梁的性能状态的对比 (90度输入)



墙的性能状态的对比（90度输入-核心筒角点应变，拉应变）

4.4 结论

本大震非线性报告评估结果表明，设计实现了结构具有多道抗震防线，强柱弱梁、强剪弱弯的抗震设计理念。当遭遇到高于设防烈度地震时，结构具有足够的侧向刚度和充分的延性。当遭遇到罕遇地震时，结构的抗倒塌能力曲线仍处于正刚度状态，结构构件完全达到或高于预期的抗震性能目标。本工程的结构设计符合现行规范要求。

本报告还表明，当推覆力分布模式考虑了高振型的影响，非线性阶段中，顶部位移得到了校正后，应用推覆分析的结果进行包络的性能评估精度是完全能满足工程设计要求的。

考虑土体刚度影响的几个结构分析案例



王建

2014-10-24

华东建筑设计研究院有限公司

- 1 上海中心
- 2 虹桥能源站
- 3 苏州中南中心

华东建筑设计研究院有限公司

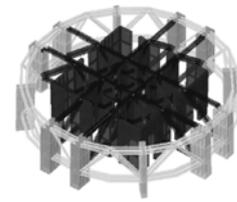
1 土-结构共同作用分析方法

上海中心 项目概况、结构体系



建筑面积	38万m ²
楼层数量	131层/地下5层
建筑高度	632 m

采用“混凝土核心筒+巨型柱框架+伸臂桁架”体系



外伸臂桁架所在加强层结构示意图



巨型框架—核心筒—外伸臂

华东建筑设计研究院有限公司

华东建筑设计研究院有限公司

□ 典型剖面 典型平面 典型塔冠平面

□ 筏板平面

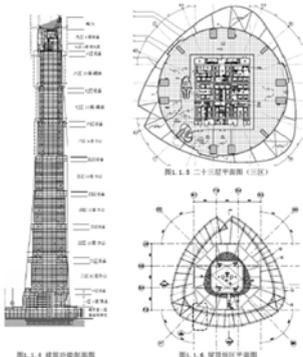


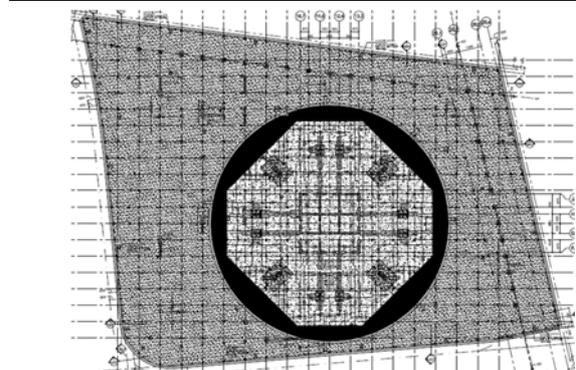
图 1.4 建筑立面剖面图

图 1.5 塔冠剖面图

- 地下室情况：地下5层
- 埋深31m

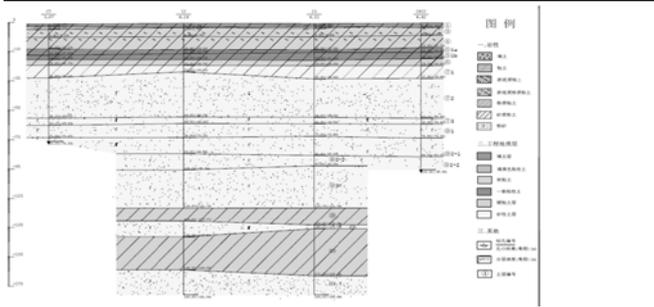


华东建筑设计研究院有限公司



华东建筑设计研究院有限公司

□ 典型工程地质剖面图：持力层 9-2层 砂性土



- 勘探深度：185m
- 从上至下：饱和粘土、粉土、砂土
- 第7、9层(上图中黄色)直接相连，两层厚度近90m

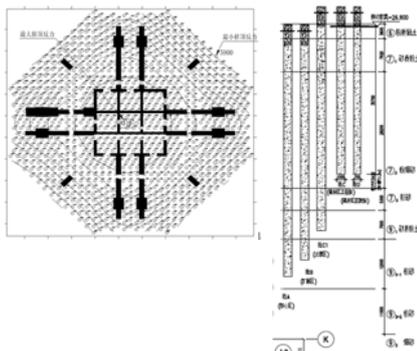
华东建筑设计研究院有限公司

表12.1.2：桩极限摩阻力标准值 f_s 及桩端极限端阻力标准值 f_p 值表

层序	土层名称	层底埋深 (m)	静探 P_s 值 (MPa)	预制桩		钻孔灌注桩		抗拔承载力系数 λ
				f_s (kPa)	f_p (kPa)	f_s (kPa)	f_p (kPa)	
②	粉质粘土	2.7~4.2	0.65	15		15		
③	淤泥质粉质粘土	7.3~10.0	0.80	6m以下15 6m以上30		6m以下15 6m以上25		0.6
④	淤泥质粘土	15.1~18.0	0.59	25		20		0.6
⑤1a	粘土	19.0~21.5	0.96	40		35		0.7
⑤1b	粉质粘土	23.5~28.5	1.32	55		45		0.7
⑥	粉质粘土	28.0~30.9	2.60	80		60		0.8
⑦1	砂质粉土夹粉砂	34.8~40.5	12.36	100		60		0.7
⑦2	粉砂	63.0~65.5	26.93	120	10000	70	2500	0.7
⑦3	粉砂	67.2~71.6	17.14	110	8000	70	2200	0.7
⑧1	砂质粉土	76.0~80.3	16.41	110	8000	70	2500	0.75
⑨2-1	粉砂	87.0~92.1	17.19	110	9000	70	2500	0.75
⑨2-2	粉砂	95.5~101.5	22.11	120	10000	70	2500	0.75

华东建筑设计研究院有限公司

主楼桩基础

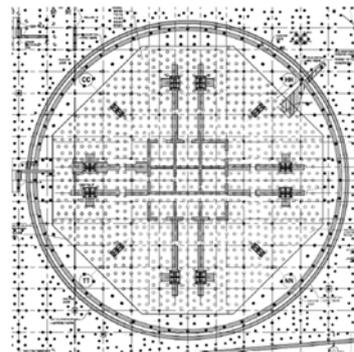


主楼桩基持力层：9-2层粉砂
 桩径：1000mm
 桩长：83m
 单桩承载力特征值：10000kN
 桩端后注浆
 筏板厚度：6m

有翼缘的桩基基础
 翼缘5层，
 1) 加强底板刚度
 2) 减小不均匀沉降
 3) 部分核心筒荷载传递至核心筒以外

华东建筑设计研究院有限公司

□ 桩筏基础平面图



华东建筑设计研究院有限公司

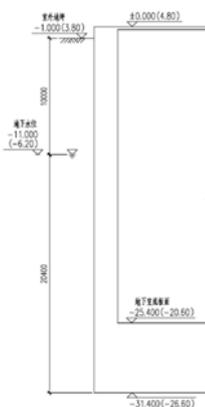
□ 水位、水浮力

地下水水浮力计算

根据《岩土工程勘察报告》，本工程有影响的地下水类型为潜水砂层，承压水层，其中承压水层位于第7层土，正对应本工程筏板所在土层。潜水埋深最高水位和最低水位分别为0.5米和1.5米，承压水埋深最高水位和最低水位分别为10米和10米。因本工程筏板位于承压水层，故按承压水位考虑水浮力。

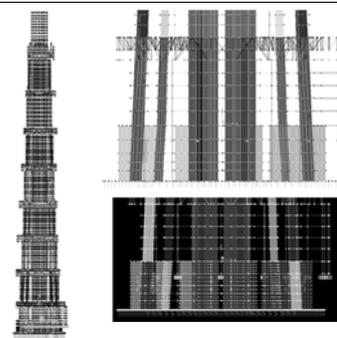
地下室底板附加荷载

水浮力：-20.4x10=-204kN/m²
 筏板自重：25x6=150kN/m²
 合力F=-204+150=-54kN/m²



华东建筑设计研究院有限公司

□ 分析模型

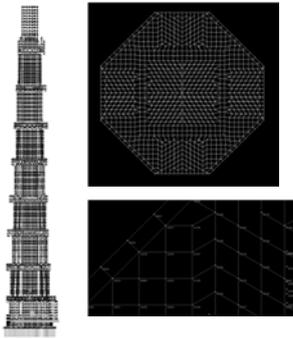


模型：
 1) 按MR厚板计算，考虑剪切变形，剖分尺寸最大单元尺寸1m，已足够细致。
 2) 地下室部分墙体细分至最大尺寸2m。
 3) 桩作为底板节点输入

底部情况

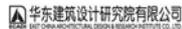
华东建筑设计研究院有限公司

□ 分析模型

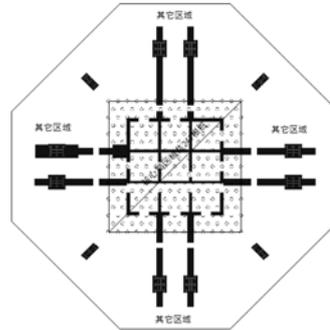


底板范围

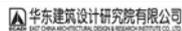
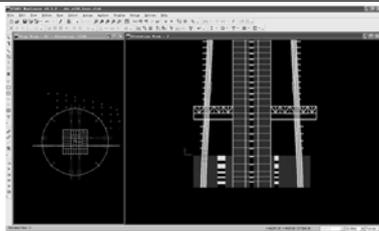
土刚度参数:
 1) 仅考虑桩竖向刚度, 不考虑所有水平刚度
 2) 不考虑桩间土竖向刚度
 3) 内部土刚度系数95kN/mm, 外部土刚度系数100kN/mm,
 4) 上述刚度参数综合考虑沉降经验系数
 5) B1及以下考虑侧限。



桩基弹簧刚度 分区



以典型片墙说明



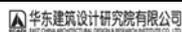
□ 总反力

	DL(Kn)	LL	DL+0.4LL	DL+LL	
max	9,425	1,446	10,003	10,871	最大单桩反力
min	6,665	1,000	7,066	7,669	最小单桩反力
sum	8,167,763	1,248,040	8,666,979	9,415,802	总反力

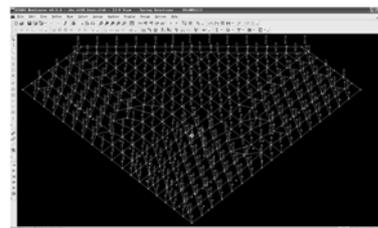


□ 第1周期

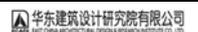
- 在保持B1层及以下水平侧限不变的情况下, 第一周期由8.8s上升到10.11s(有翼墙)、10.47s(无翼墙),
 1) 底部竖向不再刚性所致
 2) 有无翼墙之间的差别可以解释为翼墙本身提高巨柱的局部竖向刚度, 虽然提高幅度很有限。
- 以前对侧限的理解多为考虑水平向侧限, 竖向“竖限”的考虑少见。
- 对于本工程超过600m的建筑, 相对常规而言一是弯曲变形比例更大, 二是竖向也不象较低的结构那样“完全刚”了。
- 超超高层结构的一个特点。
- 桩竖向刚度实际拉压不同, 要准确模拟十分困难
- 竖向刚度变化对周期的影响: 剪重比控制



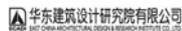
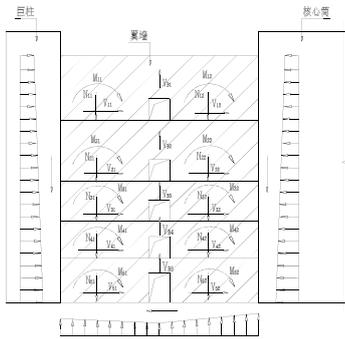
桩反力



- 取东北1/4区, DL+LL工况桩反力
- 逐步从边缘的800吨增大到中间的1100吨, 满足单桩承载力要求

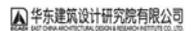


□ 翼墙受力特点

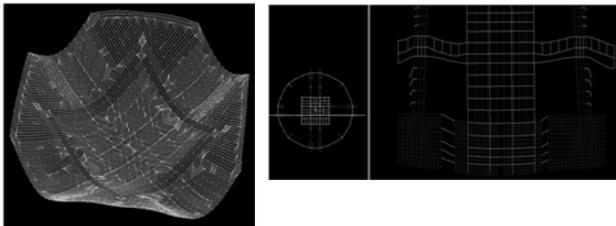


□ 翼墙作用对比

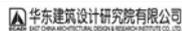
		有翼墙、无翼墙对比					
		底板竖向刚性	无翼墙	有翼墙	有翼墙/无翼墙-1	分析	
桩反力	第一周期	s	8.8	10.47	10.11	-3.4%	总体刚度略增加
	最大桩反力	kN		11,550	10,871	-5.9%	桩受力更均匀
	最小桩反力	kN		7,161	7,669	7.1%	
沉降	所有最大(中心沉降)	mm		122	115	-5.7%	最大沉降量减小
	芯筒外角(东南)	mm		116.1	110	-5.3%	核心筒沉降量减小
	X轴正向最外边缘桩	mm		81	95	17.3%	外侧沉降量增加
	45度角最外边缘桩	mm		73	77	5.5%	
	Y轴正向最外边缘桩	mm		81	96	18.5%	
	柱外角(东南)	mm		96.4	103	6.8%	



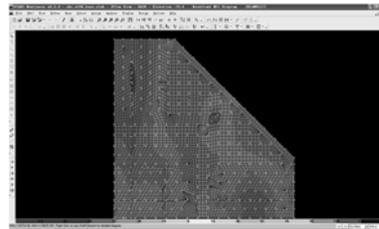
□ 翼墙对沉降的影响



- 翼墙作用明显
- 1) 直接把两道直边压下去,
 - 2) 扩大了芯筒和边柱的冲切面。



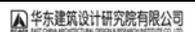
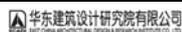
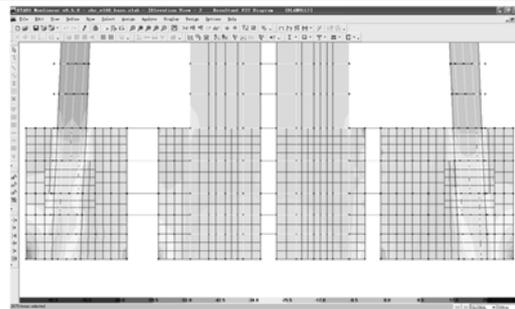
底板弯矩：取东北1/4区， MXX （东西向弯矩），单位kN.m/m



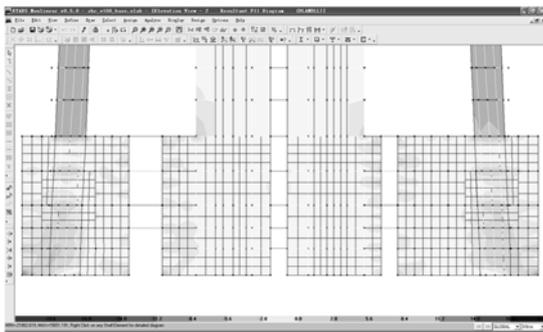
翼墙内力

1. 取最南面一片翼墙分析。
2. 壳单元内力包括面内力和面外力，本部分以分析面内力为主。
3. 面内力可由内力和应力分别评价。
4. 内力取值用于评价平均力（轴力、弯矩、剪力），单位为kN/m，即每m板宽上的力；方向1为面内水平向，2为竖向，3为面法向。
5. 应力取值用于评价局部力，单位为N/mm²，方向同前。

内力：翼墙及巨柱的竖向内力F22

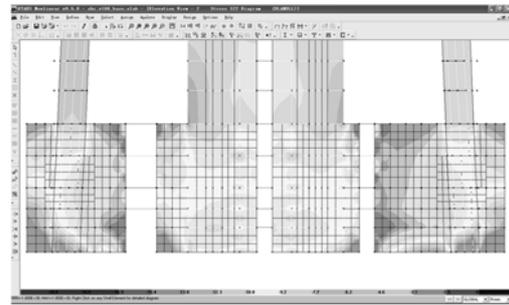


内力：翼墙及巨柱的水平内力F11



华东建筑设计研究院有限公司

应力：翼墙及巨柱的竖向应力(S22, 相当于σz, N/mm2, 数值范围-20到0)



华东建筑设计研究院有限公司

巨柱、芯筒墙体、翼墙内力汇总

结论	1	翼墙上方，巨柱、芯筒墙体轴力压应力约为-14.0、-16.7N/mm2.翼墙高度范围内，上述应力明显减小，翼墙轴力压应力约为-5.0 N/mm2							
	2	剪力趋势与竖向力相反，翼墙范围内剪力有所增大							
荷载工况均为DL+LL			翼墙以上		翼墙高度范围内			减小/增加比例	
			巨柱	芯筒墙体	巨柱	芯筒墙体	翼墙	巨柱	芯筒墙体
轴力（竖向正内力）	F22	kN/m	-60000	-15000	-40000	-12000	-10000	-33%	-20%
剪力	F12	kN/m	2200	1000	10000	2500	3000	355%	150%
（水平正内力）	F11	kN/m	-12000	-2200	-5000	-1500	-2000	-58%	-32%
	b	m	4.3	0.9			2		
轴应力（竖向正应力）	σ22	N/mm2	-14.0	-16.7			-5.0		
剪应力	σ12	N/mm2	0.5	1.1			1.5		
（水平正应力）	σ11	N/mm2	-2.8	-2.4			-1.0		
	材料		C70	C70			C70		
	fc	N/mm2	29.7	29.7			29.7		
估算轴压比			0.47	0.56			0.17		
说明	1	由于壳单元内力在单元内部范围内变化可能较大，且还受节点平均与否等评价参数影响，取值不象梁单元那样具有唯一确定，部分取值可能略有误差							

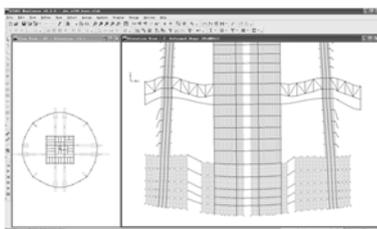
华东建筑设计研究院有限公司

翼墙剪力复核

钢板抗剪复核				
钢板厚度	ts	mm	30	
墙肢内片数			1	
单板抗剪截面	A	mm ² /m	30000	
	材料		Q345	
	f	N/mm ²	250	保守估算到70厚
	fv	N/mm ²	144	
最大剪力	Vc1	kN/m	4330	
多片抗剪承载力	Vc	kN/m	4330	
剪应力	Vk	kN/m	3000	
	V=1.1*1.3	kN/m	4290	1.3为考虑LL的折减
抗剪应力比	V/Vc		0.99	
结论:	仅考虑钢板抗剪，单片30mm钢板已满足上述剪力要求			

华东建筑设计研究院有限公司

翼墙间连梁



变形图（放大300倍）
连梁的存在使翼墙协调芯筒与巨柱竖向变形的作用有所削弱

华东建筑设计研究院有限公司

小结

- 1) ETABS分析结果显示底板+翼墙连接体整体刚度略好于PWMI结果，从中心到4周沉降差异小，桩反力接近。整体上与SAFE接近（沉降变化幅度）
- 2) 翼墙的存在，除增加水平（抗剪）刚度外，还可增加局部竖向刚度；
- 3) 考虑竖向弹簧后，基本周期有所增加
- 4) 翼墙内力以受压、受剪为主，初步承载力分析表明30mm板接近满足抗剪要求；
- 5) 短跨连梁受剪较大，部分截面不满足抗剪截面要求。

华东建筑设计研究院有限公司

海口塔弹塑性性能的数值模拟

王文渊、张同亿、张松

中国中元国际工程有限公司

1 工程概况

2 ETABS to ABAQUS接口程序

3 海口塔弹塑性分析结果

4 结论

中国中元国际工程有限公司

中国中元国际工程有限公司

1 工程概况

1.1 建筑概况

本工程由一座超高层塔楼、东西两个配楼及地下车库组成。

塔楼地上94层，地下4层，建筑高度428米，结构屋面高度402.8米。

本工程总建筑面积约为38.8万m²，其中塔楼地上建筑面积约为26.2万m²。



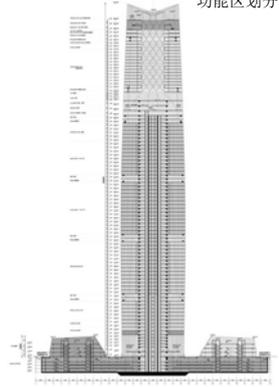
效果图

中国中元国际工程有限公司

1.1 建筑概况

该项目包括商业区、高级写字楼、SOHO、五星级酒店、顶级餐厅和观景台等。

各层功能主要为：L7~L31层为办公区，L34~L63层为SOHO，以上为酒店和观光区。另外，共设6个避难层（机电层）。塔楼底层建筑宽度约65m，顶层建筑宽度约46.7m。



功能区划分图

中国中元国际工程有限公司

1.2 结构体系

设计参数表

建筑物分类参数	参数值
建筑高度类别（参考混合结构）	超过规范限值
建筑物结构安全等级	一级
建筑物抗震设防类别	乙类
设计使用年限	50年
基础设计等级	甲级
抗震设防烈度	8度（0.30g）
基本风压	0.75

中国中元国际工程有限公司

结构体系

本工程塔楼采用巨型支撑框架-核心筒-伸臂桁架抗侧结构体系。

- 6道腰桁架
- 8根钢管混凝土外框柱
- 巨型支撑
- 2道伸臂桁架

结构屋面高度402.8米。塔楼底层结构宽度约55.2m，高宽比约7.3。核心筒宽度30.7m，核心筒高宽比为13.1。



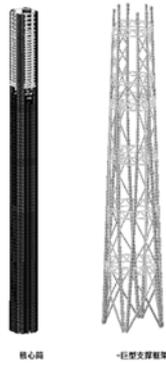
整体结构
结构体系

中国中元国际工程有限公司

海口塔弹塑性性能数值模拟

关键构件截面

- 核心筒剪力墙部分墙肢内设置钢板和边缘构件内设置型钢钢管，壁厚最大1600mm
- 8根钢管混凝土巨柱截面最大尺寸4200x75，C70/Q390GJ
- 腰桁架截面最大尺寸RHS1000x1000x60，Q420GJ
- 伸臂桁架截面最大尺寸H1200x1500x100x100，Q420GJ



核心筒 伸臂桁架

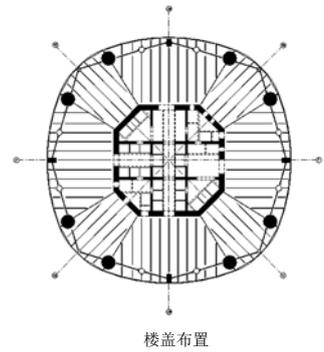
中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能数值模拟

楼盖布置

- 核心筒外采用组合楼面体系，楼板厚度均为125mm。
- 环向边框架钢梁，采用两端刚接
- 外围柱与核心筒间框架主钢梁，采用两端铰接
- 环向边框架梁截面最大尺寸
- 1000x400x18x25，横向框架主梁700x200x16x25，Q345B



楼盖布置

中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能数值模拟

抗震性能目标

关键部位构件性能目标

地震水准	多遇地震	设防地震	罕遇地震
关键部位构件	弹性	弹性	满足受剪截面控制条件
伸臂桁架	弹性	不屈服	—
上托中柱的腰桁架	弹性	腹杆弹性	上下弦杆不屈服
酒店大堂人字形支撑、B1~L9层转换斜柱、L72层转换桁架	弹性	—	不屈服

关键构件：底部加强区及伸臂加强层核心筒主要墙肢、底部巨型柱及巨型支撑构件、转换构件等。

中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能数值模拟

2 ETABS to ABAQUS接口程序

2.1 建筑结构弹塑性分析现状

适用软件：

- 国外：ABAQUS、DIANA、ADINA、LS-DYNA、MIDAS、PERFORM-3D等
- 国内：PKPM-SAUSAGE、PKPM-EPDA、佳构STRAT等

选用条件：

- 准确度
- 速度

中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能数值模拟

准确度—混凝土本构模型的发展

●里程碑式的开始

1967年加州大学伯克利分校Scordelis教授第一次成功利用计算机模拟钢筋混凝土筒支梁。

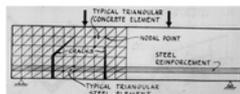
●上世纪50年代~70年代末

钢筋混凝土断裂力学、塑性力学的应用发展完善，以混凝土多轴受力5参数模型为代表

●上世纪80年代~至今

✓混凝土塑性损伤力学的发展

✓开裂的钢筋混凝土本构模型的发展



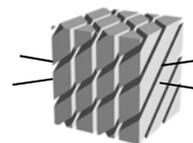
NGO and Sordelis混凝土梁有限元模拟
离散裂缝模式/混凝土弹性

中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能数值模拟

多向开裂的钢筋混凝土的模拟



Engineering Mechanics, Vol. 133, No. 4, June 1, 2007, OASIS, ISSN 0251-9130/2007/4-271-287\$21.00



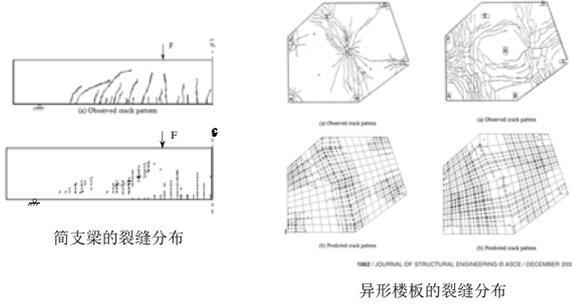
Fig. 8. Proposed crack model representing biaxially cracked concrete. A rheological representation of biaxially cracked concrete by the crack model proposed in this study.

中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能的数值模拟

钢筋混凝土梁板开裂模式的模拟效果



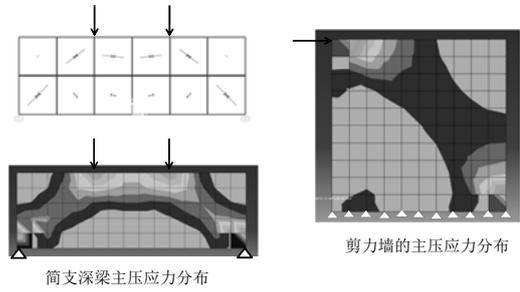
中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能的数值模拟

准确模拟的基本要求

混凝土本构关系建立在主应力-主应变的矢量及数量关系上。



中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能的数值模拟

速度—显式有限元的发展

显式有限元起源于上世纪60年代中，主要应用于国防领域的爆炸模拟及汽车领域的冲击模拟。在大型计算模型的动力分析中，该方法相对隐式方法具有速度快、无收敛问题等优点。从本世纪初开始显式有限元在建筑结构的弹塑性模拟分析中得到了大规模应用，特别是在中国。应用多的的软件主要有ABAQUS和LS-DYNA。

中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能的数值模拟

速度—高性能计算技术的发展

硬件

工作站、高性能计算机、超级计算机的应用

- 大内存与 64 位操作系统
- 多CPU多核并行计算
- 高速IO技术

软件

ABAQUS、LS-DYNA、ANSYS等软件支持多CPU多核并行计算、GPU计算等硬件发展。

中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能的数值模拟

- 综上所述计算要求，选用ABAQUS软件作为海口塔非线性分析的工具。
- 计算数据由ETABS 模型直接导入
- 编制ETABS to ABAQUS数据接口程序

中国中元国际工程有限公司

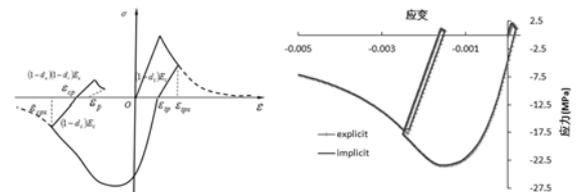


海口塔弹塑性性能的数值模拟

2.2 ETABS to ABAQUS数据接口的关键技术

2.2.1 梁、柱构件的模拟

梁、柱构件采用梁单元模拟，混凝土、纵筋及钢筋分别按位置重叠的梁单元模拟。混凝土采用本研究提出的一维循环加载材料模型模拟。混凝土加载历史追踪方法—等效单轴应变法。



混凝土—维循环加载材料模型

中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能的数值模拟

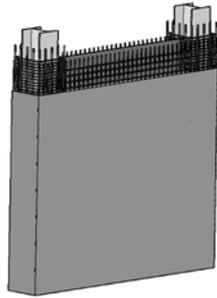
2.2.2 墙肢及连梁构件的模拟

墙肢构件的组成

- 边缘构件纵筋、钢筋（弯）
- 混凝土墙体（剪）
- 墙体水平、竖向分布筋及钢板（剪）

墙肢构件的模拟

- 混凝土墙体及暗钢板—壳单元
- 边缘构件纵筋、钢筋—梁单元
- 墙体水平、竖向分布筋—壳单元截面自动处理



墙肢构件的组成

连梁构件与墙肢类似如右图转90度。

中国中元国际工程有限公司

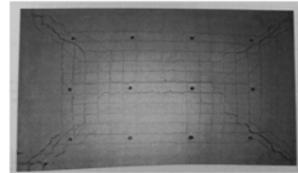


海口塔弹塑性性能的数值模拟

2.2.3 板构件的模拟

2.2.3.1 简化方法—导荷法

楼板上荷载及质量导致周边梁墙上，楼板不做细部剖分，仅做为横隔板使用，提高计算效率。根据混凝土板的塑性极限理论，采用塑性绞线法分割楼板形成每条边的负荷板块。塑性绞线法的基本原理为板沿弯矩最大位置形成塑性绞线，其将整块板分成若干弹性小板块绕支撑边及塑性绞线刚性转动。



四边简支板板底裂缝图

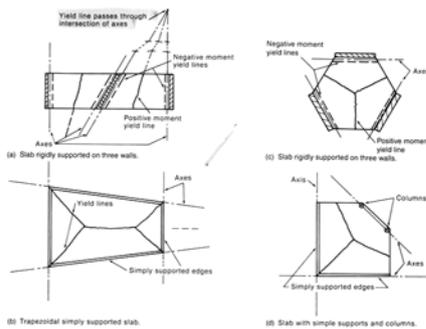
中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能的数值模拟

塑性绞线的划分方法

每条塑性绞线都是由绕两条支撑边旋转的交线。



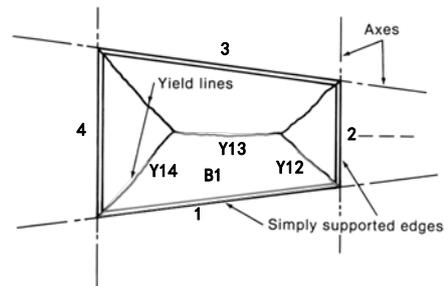
中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能的数值模拟

塑性绞线的划分方法

板边1对于的负荷板块B1由边1及塑性绞线Y12、Y13、Y14围成。塑性绞线Y12为边1、2的角平分线，塑性绞线Y13为边1、3的角平分线。依次类推。

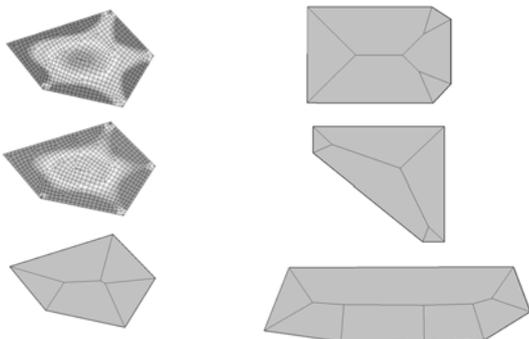


中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能的数值模拟

异形凸多边形塑性绞线法的划分结果

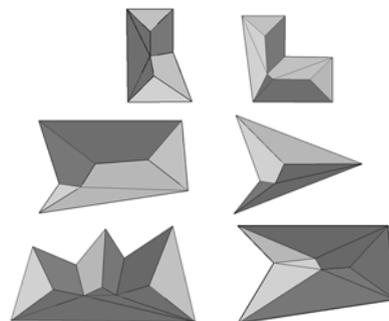


中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能的数值模拟

异形凹多边形处理



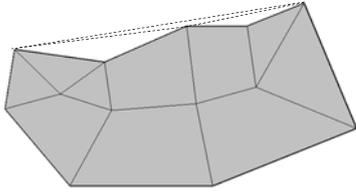
中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能数值模拟

小凹角

所有小凹角被忽略，直至形成凸多边形。



小凹角处理

中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能数值模拟



海口塔标准层楼板剖分(塑性绞线法)

中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能数值模拟

2.2.3.2 楼板细分—铺网法

采用铺网法将楼板细分，不导荷，板上荷载形成的质量凝聚到板节点上。

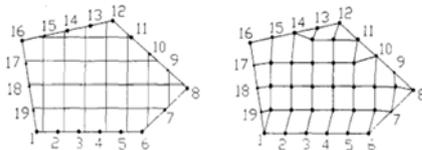
铺网法主要步骤

- 将正交双向网格铺在房间上，在边界处裁切。
- 调整边界处的网格点至边节点上。

基于楼板的有限元网格自动划分方法

王德昆 陈德林 朱春明 张志堂

(中国建筑科学研究院, PKPMCAD 3.0版)

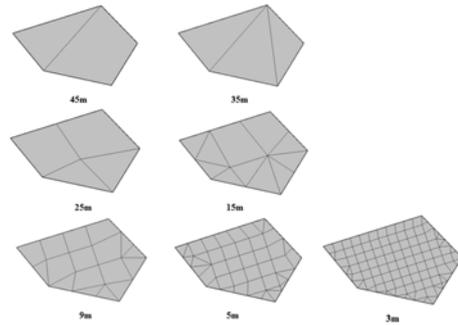


铺网法

中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能数值模拟



五边形异形板的网格分布

中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能数值模拟



海口塔顶层楼板剖分(铺网法)

中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能数值模拟

3 海口塔弹塑性分析结果

中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能数值模拟

3.1 分析模型

ABAQUS计算模型数据由本研究开发的ETABS to ABAQUS 接口程序自动导入。

● ETABS模型中边缘构件纵筋、钢筋，墙体分布筋、墙体钢板等配置信息均定义在分组信息中。分布筋由接口程序自动导入ABAQUS壳单元截面的钢筋层信息中，墙体钢板则直接生成与混凝土壳单元位置重叠的钢板壳单元。在墙肢端部自动生成相应的钢筋或纵筋梁单元。

● 楼板按简化方法一导荷法处理。边数大于4的多边形楼板作剖分，其他楼板不作剖分。所有楼板荷载均导至支撑边，荷载质量凝聚至单元节点。

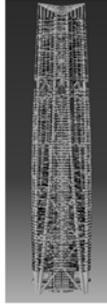
● 墙体单元在ETABS中完成剖分。

● 梁柱按设定的长度要求细分。

Abaqus模型所有单元共计106263个。

● 采用瑞雷阻尼，忽略刚度项。

● 材料常数按中国规范取值。



ABAQUS三维模型图

中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能数值模拟

计算情况

惠普HP Z800工作站配置

CPU	Intel Xeon E5-2643 3.5GHz	2(12核)
内存	64GB	
硬盘	1.8TB	1
SSD 固态硬盘	Crucial M4 512GB	2
显卡	NVIDIA Quadro K5000	1
操作系统	Windows 7 Professional 64-bit	1

计算速度

时长30s的地震波耗时7小时左右。

中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能数值模拟

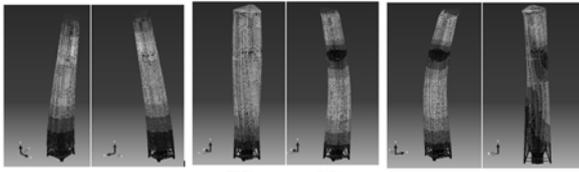
3.2 弹性分析结果

ABAQUS模型与ETABS模型质量与计算周期比较一致。

ETABS模型与ABAQUS模型质量、周期对比

项目	ETABS	ABAQUS	比值
结构总质量(重力荷载代表值G)	483645	513566	1.06
T1 (s)	5.99	5.51	0.92
T2 (s)	5.87	5.40	0.92
T3 (s)	2.31	2.50	1.08
T4 (s)	2.02	1.80	0.89
T5 (s)	1.98	1.76	0.89
T6 (s)	1.14	1.42	1.25

ABAQUS前6阶振型图



中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能数值模拟

3.3 弹塑性性能分析结果

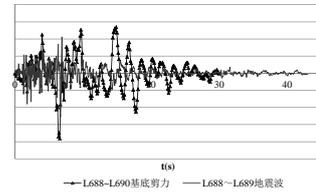
7组三维地震波的每一组均按规范要求的三维加速度峰值比例1:0.85:0.65调整，并分别加载在X、Y、Z三个主轴方向上，共计14个工况。

3.3.1 层反应

地震波产生的基底剪力效应具有明显的滞后性。地震波时长严格按照规范取值，即不小于结构基本周期的5倍。

注：后处理由我司独立开发的子程序完成。采用C++语言编写。单条波的处理约需2~3小时。

地震波时效的滞后性



中国中元国际工程有限公司



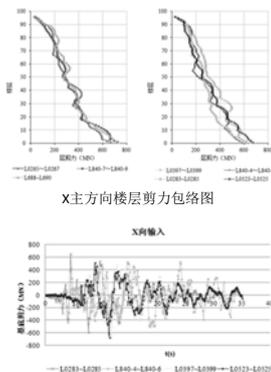
海口塔弹塑性性能数值模拟

3.3.1 层反应

弹塑性性与弹性时程基底剪力结果对比

地震波类型	X主方向输入			Y主方向输入		
	峰值 (kN)	弹性 (kN)	弹性比 (%)	峰值 (kN)	弹性 (kN)	弹性比 (%)
L0265-L0267	667832	881207	75.79%	696644	901332	77.62%
L0283-L0285	651738	842824	77.33%	691448	828218	83.49%
L0397-L0399	611121	806622	75.79%	631063	802115	81.17%
L0523-L0525	670125	838792	79.89%	706074	839490	84.11%
L688-L690	727240	978560	74.32%	761179	976126	77.79%
L840-4-L840-6	581396	785074	74.06%	562965	760115	71.62%
L840-7-L840-9	730273	812184	83.35%	687932	826261	83.26%
平均值	659908	810035	77.21%	680051	811380	79.86%

弹塑性基底剪力约相当于弹性结果的80%左右。此处应注意要同模型对比。



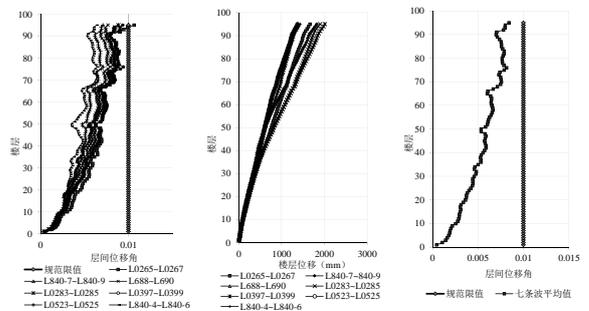
X主方向基底剪力时程曲线

中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能数值模拟

侧移曲线



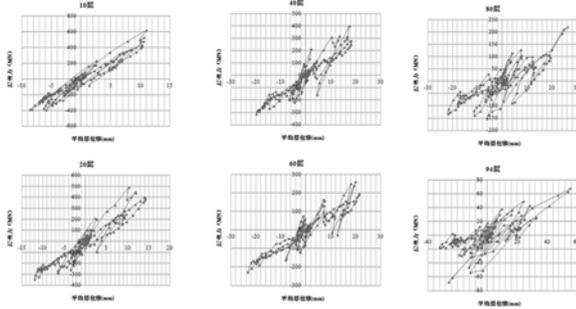
- 楼顶最大位移为2011mm，楼层最大层间位移角为1/90，在第94层（X向）
- 七条波平均楼顶最大位移为1645 mm，最大层间位移角为1/118，在第94层（X向）

中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能的数值模拟

滞回曲线



滞回曲线可以反映楼层的塑性发展情况和耗能情况。顶部楼层墙体较少，层刚度较小，塑性开展较充分，所以滞回环饱满。

中国中元国际工程有限公司

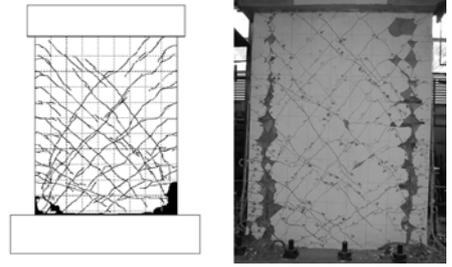


海口塔弹塑性性能的数值模拟

剪力墙破坏模式的判断方法

弯曲破坏

- 边缘构件纵筋（或钢管）屈服
- 边缘构件混凝土压碎



模拟结果要检查边缘构件的主应变

弯曲破坏



钢筋粘结破坏及压屈

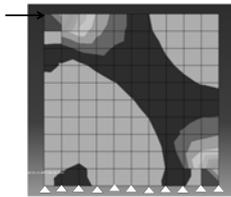
混凝土压碎脱落

中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能的数值模拟

破坏类型	判断条件	模拟结果检查参数
剪切破坏	分布钢筋屈服	分布筋应变及应力
斜压破坏	混凝土斜向压碎	墙体混凝土主压应变或受压损伤因子
剪切滑移破坏	整体水平滑移	超高层建筑剪力墙很少发生



斜压破坏的应变分布



剪切滑移破坏

中国中元国际工程有限公司

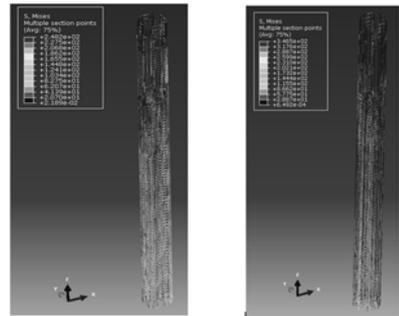


海口塔弹塑性性能的数值模拟

3.3.2 剪力墙构件的塑性开展情况

抗弯性能

暗柱钢筋和纵筋、连梁纵筋未屈服。墙体未发生弯曲破坏。



L0265~L0267 X方向, t=11.5S

L840-7~L840-9 Y方向, t=17.8S

中国中元国际工程有限公司



海口塔弹塑性性能的数值模拟

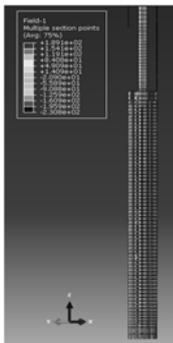
核心筒外墙

抗剪性能

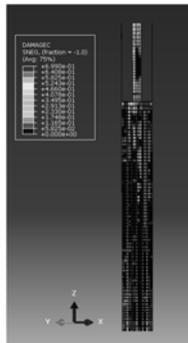
除局外部外，核心筒外墙墙肢未发生剪切破坏。大部分连梁混凝土压碎、钢板屈服、分布筋未屈服，发生斜压破坏。



外墙钢板应力
L0265~L0267 X方向, t=11.5S



外墙分布筋应力
L0265~L0267 X方向, t=11.5S



外墙混凝土受压损伤因子
L0265~L0267 X方向, t=35S

中国中元国际工程有限公司

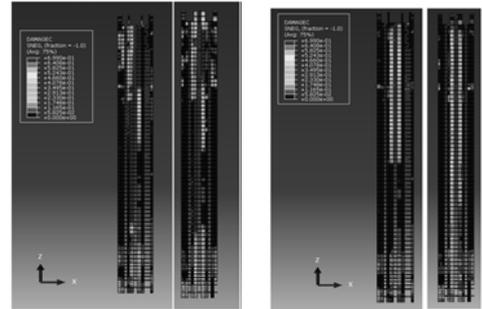


海口塔弹塑性性能的数值模拟

核心筒内墙

抗剪性能

核心筒内墙中部在未配钢板的情况下部分墙肢发生斜压破坏，截面明显不足，配钢板后，墙肢性能改善，可满足要求。



内墙（无钢板）混凝土受压损伤因子
L0265~L0267 X方向, t=35S

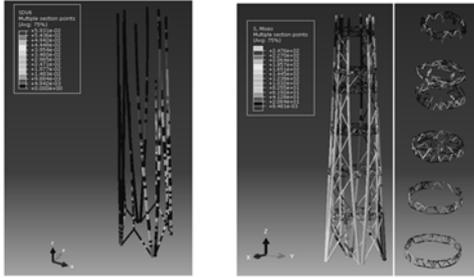
内墙（配钢板）混凝土受压损伤因子
配钢率2.5%~3.5%

中国中元国际工程有限公司



3.3.3 外框柱、支撑及加强层构件塑性开展情况

外框柱、支撑及加强层构件在大震下基本处于弹性状态。



巨柱钢管混凝土受压损伤分布图

钢构件应力分布图

中国中元国际工程有限公司



3.3.4 小结

本项目在8度（0.30g）罕遇地震下抗震性能评价如下：

- 1) 七条波平均最大层间位移角为1/112。两个主轴方向均满足“大震不倒”1/100的限值要求。
- 2) 大部分连梁塑性破坏，形成了铰机制，耗能机制合理。
- 3) 结构大部分剪力墙墙肢混凝土受压损伤因子较小。墙肢内配钢板、分布钢筋，墙肢暗柱钢骨及纵筋整体上处于弹性工作状态。
- 4) 外框柱、支撑、伸臂桁架、腰桁架基本处于弹性工作状态。

本结构能够满足《建筑抗震设计规范》的设计要求。

中国中元国际工程有限公司



4 结论

- 本研究完成ETABS to ABAQUS数据接口程序的材料模型、前处理、后处理工作良好。
- 本研究提出的楼板处理简化方法一导荷法是可行的。
- 弹塑性分析表明，海口塔结构方案可以满足大震下的性能要求。

中国中元国际工程有限公司



Question & Answer

中国中元国际工程有限公司



近百米高层隔震设计若干问题初探

宋廷苏

电话: 15808859649
电邮: 15808859649@163.com

云南省地震工程研究院
二〇一四年十月二十三日

汇报内容

- 一、 隔震技术简介
- 二、 玉溪公租房隔震设计
- 三、 高层隔震设计若干问题
- 四、 总结

1.1 隔震技术发展

一、隔震技术简介



William Clayton 政府办公大楼 (1978年)
(世界第一栋铅芯橡胶支座建筑)

1.1 隔震技术发展

- 1980年, 第一栋现代隔震建筑, 砂垫层隔震——李立
- 1993-1994年, 建筑隔震技术进入起步阶段。
周锡元、周福霖、唐家祥等在广州、河南和新疆等地建设了第一批隔震建筑。
- 2000-2001年, 隔震技术进入发展阶段
产品和结构设计标准相继颁布实施。
- 2008-2010年, 隔震技术进入推广应用阶段
汶川地震引发了对隔震技术的广泛关注。
10年对设计规范进行了补充和完善。
2013年, 芦山县人民医院。
2014年, 住建部和地震局等部门发文。

1.1 隔震技术发展

执行和制定标准



1.1 隔震技术发展

《建筑工程叠层橡胶隔震支座性能要求和检验方法》
《建筑工程叠层橡胶隔震支座施工及验收规范》



1.2 隔震技术原理

怎样把房子盖的更结实？

传统方法：硬抗

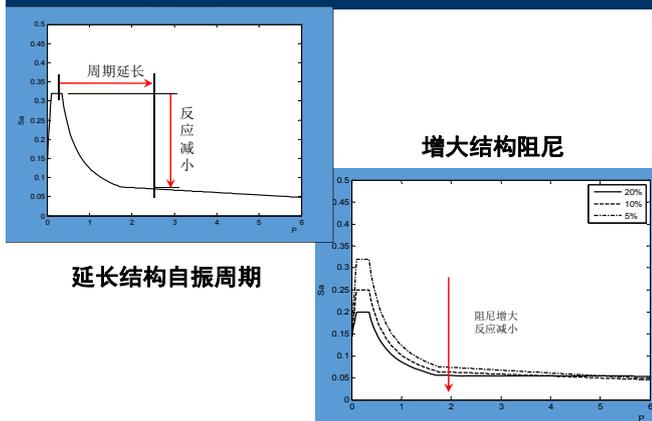
- 加大梁柱截面尺寸
- 提高材料强度等级

隔震技术：以柔克刚

在建筑和基础之间设置柔软层。地震时，柔软层发生大变形，隔离地震能量。



1.2 隔震技术原理



延长结构自振周期

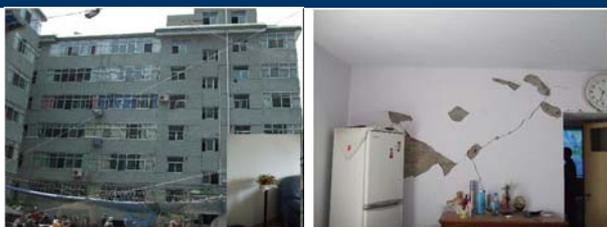
1.3 隔震技术应用

日本3.11地震中的高层隔震建筑



1.3 隔震技术应用

汶川地震



我国汶川地震，甘肃省陇南市武都区三栋6层隔震建筑，在地震中完好无损，住户无强烈震感。而周围非隔震建筑墙体多处出现裂纹，内部家具、电器设备、厨具等翻倒情况严重，村镇的房屋甚至有倒塌现象。隔震房屋则与非隔震结构有很强烈的反差。

1.3 隔震技术应用

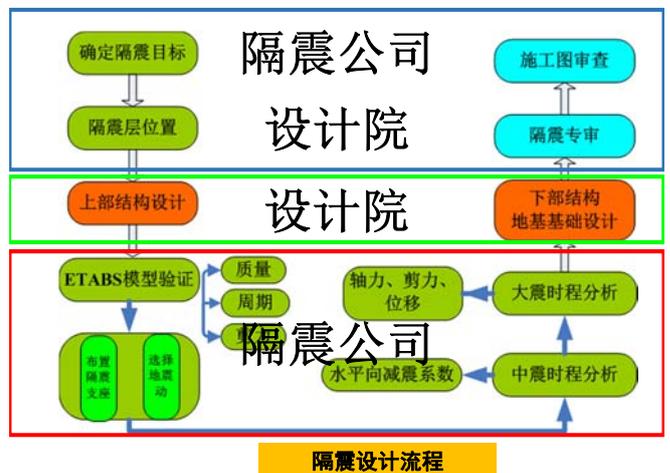
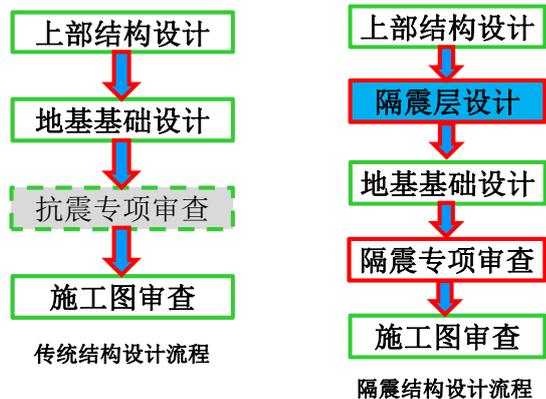
雅安芦山地震





二、玉溪公租房隔震设计

2.1 设计流程



2.2 玉溪公租房隔震设计

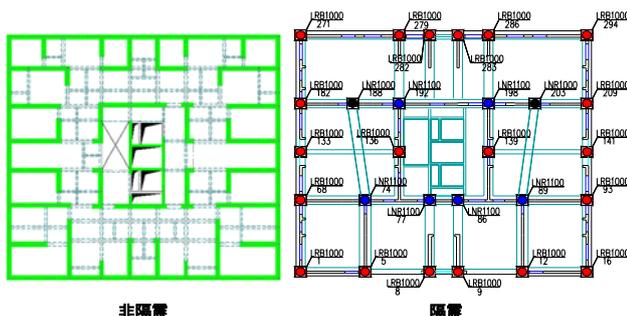


2.2 玉溪公租房隔震设计

地点：玉溪市主城区西南侧
 户型：B户型
 结构形式：剪力墙结构
 建筑高度：89.9米
 建筑平面尺寸：23米×25.5米
 高宽比：3.90
 层数：地下1层，另设1.95米隔震层，地上31层
 建筑面积：16454.3平方米
 使用年限：50年
 抗震设防烈度：8度（0.20g）二组
 场地类别：III类
 特征周期：0.55s
 建筑设防类别：标准设防类

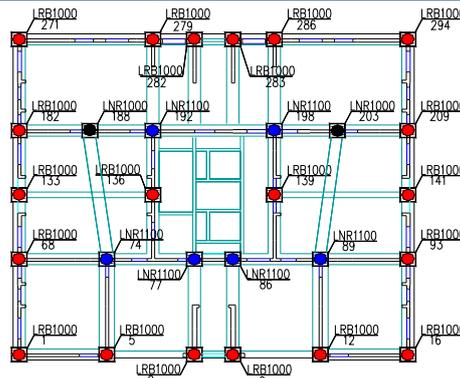


2.2 玉溪公租房隔震设计



剪力墙布置图

2.2 玉溪公租房隔震设计---支座布置



隔震支座数量

支座型号	数量
LNR1100	6
LNR1000	2
LRB1000	20
合计	28

隔震支座布置图

2.2 玉溪公租房隔震设计---时程校核

有效持续时间比较									
序号	时程	T1	T2	持时	周期	比值			
基底剪力比较									
工况	反应谱	REN1	REN2	CHI04	TR69	CHI03	IMP	BVC	均值
剪力 (kN)	X	35132	35854	38926	36432	32236	34565	36470	35747
	Y	36084	38361	37455	38519	36832	31484	47661	38385
比例 (%)	X	100	102	111	104	92	98	104	102
	Y	100	106	104	107	102	87	132	106
3	7	BVC	0.03	27.93	22.78	6.3			

2.2 玉溪公租房隔震设计--支座应力校核

隔震支座压应力限值

建筑类别	甲类	乙类	丙类
压应力限值 (MPa)	10	12	15

在重力荷载代表值下，只有三个支座的压应力超过了12MPa（分别为12.53MPa，12.17MPa和12.02MPa），其余支座压应力均控制在12MPa以内。满足小于15MPa的要求。

支座编号	支座型号	1.0G+0.5L (kN)	压应力 (MPa)
1#	LRB1000	-7519	-9.58
4#	LRB1000	-8797	-11.19
7#	LRB1000	-9688	-12.31
8#	LRB1000	-8611	-10.97
11#	LRB1000	-8236	-10.49
14#	LRB1000	-7979	-10.16
68#	LRB1000	-9217	-11.74
72#	LNR1100	-9185	-9.67
76#	LNR1100	-8953	-10.74
81#	LNR1100	-9219	-11.69
85#	LNR1100	-8952	-11.32
89#	LRB1000	-9838	-12.53
128#	LRB1000	-5187	-6.58
131#	LRB1000	-9556	-12.17
134#	LRB1000	-8210	-10.41
137#	LRB1000	-5113	-6.51
173#	LRB1000	-7448	-9.45
175#	LRB1000	-7574	-9.65
182#	LNR1100	-11422	-12.02
187#	LNR1100	-9918	-12.53
192#	LRB1000	-7226	-9.20
196#	LRB1000	-8912	-11.35
258#	LRB1000	-8747	-11.14
266#	LRB1000	-8957	-11.41
269#	LRB1000	-7288	-9.28
270#	LRB1000	-7148	-9.11
273#	LRB1000	-8863	-11.29
280#	LRB1000	-9034	-11.51

2.2 玉溪公租房隔震设计--计算减震系数

减震系数—中震

楼层号	剪力比			层间位移比		
	X向	Y向	最大值	X向	Y向	最大值
33	0.130	0.117	0.130	0.130	0.117	0.130
32	0.140	0.123	0.140	0.138	0.130	0.138
31	0.146	0.141	0.146	0.143	0.136	0.143
30	0.152	0.150	0.152	0.147	0.142	0.147
29	0.159	0.158	0.159	0.152	0.149	0.152
28	0.166	0.167	0.167	0.156	0.154	0.156
27	0.174	0.177	0.177	0.161	0.160	0.161
26	0.183	0.187	0.187	0.166	0.166	0.166
25	0.192	0.197	0.197	0.171	0.172	0.172
24	0.202	0.207	0.207	0.177	0.179	0.179
23	0.212	0.219	0.219	0.183	0.186	0.186
22	0.222	0.231	0.231	0.189	0.194	0.194
21	0.231	0.241	0.241	0.195	0.201	0.201
20	0.242	0.250	0.250	0.202	0.208	0.208
19	0.254	0.259	0.259	0.209	0.216	0.216
18	0.266	0.269	0.269	0.216	0.224	0.224
17	0.275	0.280	0.280	0.222	0.233	0.233
16	0.284	0.292	0.292	0.228	0.240	0.240
15	0.294	0.303	0.303	0.235	0.247	0.247
14	0.304	0.309	0.309	0.241	0.255	0.255
13	0.313	0.315	0.315	0.248	0.262	0.262
12	0.320	0.320	0.320	0.255	0.269	0.269
11	0.323	0.324	0.324	0.261	0.277	0.277
10	0.327	0.329	0.329	0.269	0.285	0.285
9	0.332	0.332	0.332	0.276	0.292	0.292
8	0.336	0.335	0.336	0.283	0.301	0.301
7	0.340	0.340	0.340	0.291	0.310	0.310
6	0.347	0.347	0.347	0.299	0.319	0.319
5	0.354	0.354	0.354	0.307	0.327	0.327
4	0.361	0.361	0.361	0.315	0.334	0.334
3	0.367	0.370	0.370	0.322	0.339	0.339
2	0.370	0.381	0.381	0.328	0.344	0.344
1	0.383	0.396	0.396	0.331	0.347	0.347

剪力比和层间倾覆力矩

比值的平均值最大值为

0.381, 根据《抗规》第

12.2.5条, 确定隔震后水

平地地震影响系数最大值

$\alpha_{max1} = \beta \alpha_{max} / \psi$

$= 0.381 * 0.16 / 0.8$

$= 0.076$.

0.381

0.344

2.2 玉溪公租房隔震设计---支座验算

云编号	支座位号	支座位移 (mm)		支座位移 (m)	最小轴力 (kN)	最小轴力 (Mpa)		
		X向	Y向					
(1)	1	-2105	-21.6	0.450	0.445	0.450	323	0.41
(1)	5	-23121	-23.8	0.450	0.445	0.450	279	0.36
(1)	8	-16791	-17.6	0.450	0.444	0.450	197	-0.25
(1)	9	-16834	-17.6	0.450	0.444	0.450	209	-0.27
(1)	12	-23067	-23.7	0.451	0.444	0.451	277	0.35
(2)	16	-21225	-21.9	0.450	0.443	0.450	289	-0.26
(2)	68	25.4	0.448	0.444	0.448	133	0.11	
(2)	74	-13.3	0.448	0.444	0.448	160	-0.48	
(2)	77	-15.3	0.448	0.444	0.448	249	-0.26	
(2)	86	-14.2	0.448	0.444	0.448	201	-0.21	
(2)	89	-14.400	-12.6	0.448	0.443	0.448	415	-0.44
(2)	93	-24959	-25.8	0.447	0.443	0.447	80	0.1
(2)	133	-12938	-13.4	0.445	0.445	0.445	21	0.03
(2)	136	-13995	-15.0	0.445	0.444	0.445	617	-0.79
(2)	137	-9618	-10.3	0.445	0.444	0.445	420	-0.53
(2)	141	-13072	-13.5	0.445	0.443	0.445	-1	0
(2)	182	22294	23.0	0.445	0.444	0.445	106	0.14
(2)	188	-13228	-13.9	0.445	0.443	0.445	239	-0.29
(2)	192	-22086	-19.1	0.444	0.444	0.444	220	-0.23
(2)	198	-19790	-17.1	0.445	0.444	0.445	164	-0.17
(2)	203	-12706	-13.3	0.444	0.443	0.444	195	-0.25
(2)	209	-22576	-23.3	0.444	0.443	0.444	61	0.08
(2)	271	-21775	-22.4	0.443	0.445	0.445	164	0.21
(2)	279	-19729	-20.5	0.442	0.444	0.444	-1	0
(2)	282	-15510	-16.2	0.442	0.444	0.444	22	-0.07
(2)	283	-15456	-16.1	0.442	0.444	0.444	49	-0.06
(2)	286	-19664	-20.4	0.442	0.444	0.444	12	-0.01
(2)	294	-22284	-23.0	0.442	0.443	0.443	123	0.16

0.41

0.451

ek.V

2.3 地震模拟振动台试验



- ◆ 模型缩尺比例1: 12.5; 总重量22吨。
- ◆ 输入最大地震动0.61g, 9度区大震水平,
- ◆ 结构完好, 模型结构保持基本弹性状态。
- ◆ 验证了设计分析结果。



2.4 经济性分析

◆ 短期经济效益分析

- 成本减少部分
 - 钢筋用量及加工费减少
 - 混凝土用量减少
 - 梁柱截面尺寸小, 得房率高
 - 车库车位数量增加
- 成本增加部分
 - 隔震支座费用
 - 隔震层费用 (用于停车)
 - 下部结构费用

2.4 经济性分析

直接投入分析

序号	项目名称	A方案
1	减少的费用 (仅考虑钢筋和混凝土) (万元)	193.44
2	增加的费用 (隔震支座) (万元)	127.5
3	综合费用降低(万元)	65.94
4	总建筑面积(m ²)	18745
5	单位面积造价节约(元/m ²)	35.2

2.4 经济性分析

◆ 长期经济性分析

隔震技术从根本上降低了建筑遭遇地震破坏产生的直接和间接经济损失

- 2008年汶川地震恢复重建项目: 芦山县体育馆。芦山7.0级地震后, 总体结构没有坍塌, 但内部结构受到严重损坏, 成为D级危房。
- 当初项目建设总投入5000万元。
- 目前加固费用也接近5000万元。



排除县体育馆危险源

2.4 经济性分析

“5·12”重建项目，位于门诊大楼相邻的未采用隔震技术的住院大楼(约7000平方米，原造价3000万)在此次地震中受到严重破坏，拟拆除重建。现投资八千万元，重建1.8万平方米。



◆长期经济性分析

三、高层隔震设计若干问题

3.0 问题提出

- ◆地震动输入
- ◆隔震支座轴向应力限值
- ◆竖向地震作用计算
- ◆荷载组合
- ◆减震效果不明显
- ◆构造措施及后期管理与维护

3.1 地震动输入问题

- ◆绝大多数隔震建筑修建在高烈度地区（9度和8度）
- ◆高烈度区一般是距离大的活动断层近

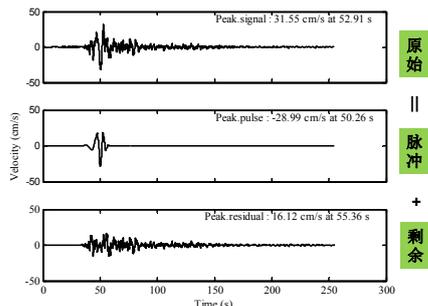
地震动近断层特性

- ◆速度脉冲
- ◆永久位移
- ◆竖向地震动

《建规》2010第12.2.2条第2款，规定考虑近场系数：
 ≤5km，取1.5；
 >5km，且≤10km，取≥1.25。

3.1 地震动输入问题

◆速度脉冲



3.1 地震动输入问题

◆速度脉冲时程选取

http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database/

#	Event	Year	Station	PGV	M _w	Epi. D.	pulse indicator
1	San Fernando	1971	Pacoima Dam	116.5	6.6	11.9	0.97
2	Coyote Lake	1979	Gilroy Array #6	51.5	5.7	4.4	1.00
3	Imperial Valley-06	1979	Aeropuerto Mexicali	44.3	6.5	2.5	0.99
4	Imperial Valley-06	1979	Agrarias	54.4	6.5	2.6	1.00
...
88	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	CHY024	33.1	6.2	25.5	1.00
89	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	CHY080	69.9	6.2	29.5	1.00
90	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	TCU076	59.4	6.2	20.8	1.00
91	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	CHY101	36.3	6.3	50.0	1.00

3.1 地震动输入问题

◆速度脉冲分类

把地震记录按照震中距不同分为11类, (0,10]、(10,20]、(20,30]、(30,40]、(40,50]、(50,60]、(60,70]、(70,80]、(80,90]、(90,100]和>100。

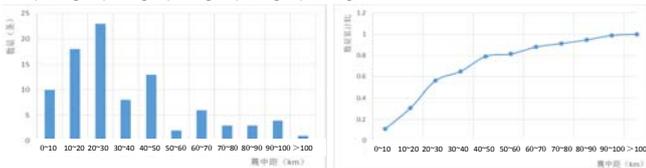


图2.3-1 各段速度脉冲时程数量分布

图2.3-1 各段速度脉冲时程累计数量分布

- ◆ 在(10,30]内的数量为41条, 占45.1%;
- ◆ 绝大多数震中距小于50km, 比例约80%;
- ◆ 100km以内的时程数占98.9%。

同时考虑每一类的时程数量不至过少, 增加统计分析的不确定性, 把地震记录分为6类, (0,10]、(10,20]、(20,30]、(30,40]、(40,50]和(50,100]用于抗震分析。

3.1 地震动输入问题

2.5 随震中距变化规律研究

表2.5-4 层间剪力汇总表

时程类别	时程数量	含/不含	平均 (最大·最小) /2
1[0,10]	10	1.35-1.39	1.38
2[10,20]	18	1.43-1.45	1.44
3[20,30]	23	1.28-1.61	1.45
4[30,40]	8	1.23-1.48	1.36
5[40,50]	13	1.35-1.79	1.57
6[50,70]	8	1.79-2.10	1.95
7[70,100]	11	1.28-1.62	1.45

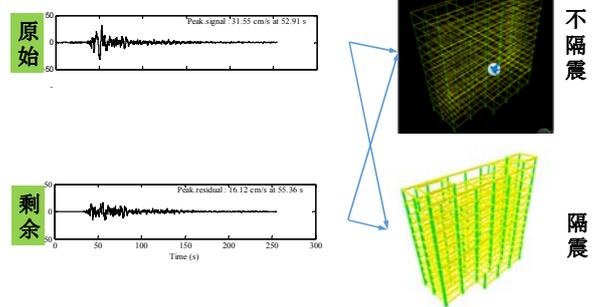
- ◆ 含/不含剪力比为1.36-1.95;
- ◆ 含/不含剪力比加权平均1.49;
- ◆ 在(6[50,70], 出现最大值1.95;
- ◆ 基本呈现先增大, 后减小趋势。



图2.5-2 层间剪力比(含/不含)

3.1 地震动输入问题

7类时程: (0,10]、(10,20]、(20,30]、(30,40]、(40,50]、(50,70]和(70,100], 91组。



3.1 地震动输入问题

2.5 随震中距变化规律研究

表2.5-5 减震系数汇总表

时程类别	不含速度脉冲	含速度脉冲	(不含-含) /含(%)
1[0,10]	0.448	0.453	1
2[10,20]	0.362	0.413	-12
3[20,30]	0.467	0.507	-8
4[30,40]	0.367	0.442	-17
5[40,50]	0.397	0.607	-35
6[50,70]	0.351	0.796	-56
7[70,100]	0.406	0.64	-37

- ◆ 除0~10km范围内外, 全部是不含减震效果好;
- ◆ 在6[50,70], 出现极值-56%;
- ◆ 基本呈现先增大, 后减小趋势。



图2.5-3 减震系数比

3.1 地震动输入问题

可能产生速度脉冲的场地, 如果使用不含速度脉冲的时程进行抗震设计, 会出现如下问题。



速度脉冲作用下, 隔震结构破坏

3.1 地震动输入问题

◆结论:

- ◆ 仅就层间剪力而言, 含有速度脉冲的结果明显大于不含速度脉冲的结果, 本研究中比值范围为1.38-1.91, 按时程数量加权平均值为1.49。
- ◆ 就减震系数而言, 仅在震中距10km范围内, 速度脉冲减震系数稍好于不含速度脉冲的时程, 其他6类时程的计算结果, 均是不含速度脉冲的减震效果好。

3.1 地震动输入问题

◆建议:

- ◆对于有条件的隔震分析,宜选用人工时程2条,强震速度脉冲记录5条。
- ◆对于一般条件的隔震分析,宜选用人工时程2条,强震记录5条,其中速度脉冲型强震记录3条。
- ◆对于不能选取脉冲型强震记录进行隔震计算的,参照规范12.2.2条执行,同时将距离增大至50km,统一取近场系数为1.5。

3.2 隔震支座轴向应力限值

《建规》2010第12.2.3条中表12.2.3对压应力进行了规定。

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
压应力限值(MPa)	10	12	15
2	结构倾覆验算时应包括水平地震作用效应组合;对需进行竖向地震作用计算的,尚应包括竖向地震作用效应组合;		
3	当橡胶支座S2小于5.0时应降低平均压应力限值:小于5不小于4时降低20%,小于4不小于3时降低40%;		

◆长期荷载(正常使用)

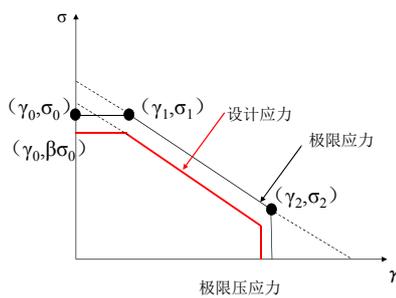
- (1) 取 $\left\{ \begin{matrix} N_{max} \\ 1.4G_{代} \end{matrix} \right\}$ 二者最大值,偏于保守;
- (2) $G_{代}$,仅考虑D与L。

《建规》2010第12.2.3条中表12.2.4规定:拉应力不应大于1MPa。

3.2 隔震支座轴向应力限值

◆长期荷载+短期荷载(考虑地震)

- ◆最大值
- ◆最小值



45

3.2 隔震支座轴向应力限值

◆长期荷载+短期荷载(考虑地震)

- (1) 不控制;
- (2) 瞬时最大值不大于30Mpa。
拉应力不应大于1.0Mpa。

建议:

- (1) 要求厂家提供隔震支座极限压应力与剪应变曲线;
- (2) 根据曲线确定极限压应力,留有一定安全储备;
- (3) 提供拉应力测试曲线,确定一定安全储备;
- (4) 增加平均值的控制。

46

3.3 竖向地震作用计算

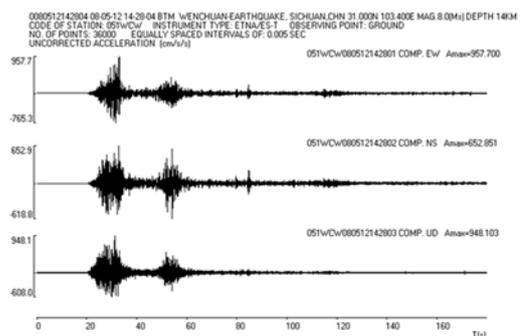
竖向地震取值对比					
单位	广州	南工	日本	云南(规范)	建议按照
竖向地震	0.2 G _代 (同台湾)	0.3 G _代	0.3G _代	八度(0.2g): 0.2G _代 八度(0.3g): 0.3G _代 九度(0.4g): 0.4G _代	规范

建议:

- (1) 应考虑近场系数;
- (2) 近场系数应比传统结构大些;

47

3.3 竖向地震作用计算



竖向加速度/水平向加速度≈1

48

3.4 荷载组合

◆ 南京（参照台湾）

- (1) 支座最大压应力验算： $1.2D+0.5L \pm 1.0F_{ek,H} + 0.3 \times 0.2 (1.0D+0.5L) \pm F_{ek,V}$;
- (2) 支座最小压应力验算： $0.8D+0.5L \pm 1.0F_{ek,H} - 0.3 \times 0.2 (1.0D+0.5L) \pm F_{ek,V}$;

◆ 广州

$$1.0D+0.5L \pm 1.0F_{ek,H} \pm 0.5 \times 0.2 (1.0D+0.5L) \pm F_{ek,V}$$

◆ 日本

$$1.0D+0.5L \pm 1.0F_{ek,H} \pm 0.3 (1.0D+0.5L) \pm F_{ek,V}$$

49

3.4 荷载组合

◆ 云南

- (1) 支座最大压应力验算： $1.0D+0.5L \pm 1.0F_{ek,H} + 0.5F_{ek,V}$
- (2) 支座最小压应力验算： $1.0D \pm 1.0F_{ek,H} - 0.5F_{ek,V}$
- (3) 支座位移： $1.0D+0.5L \pm 1.0F_{ek,H} + 0.5F_{ek,V}$

- (1) 支座最大压应力验算（最大剪力）： $1.2 (1.0D+0.5L) \pm 1.3F_{ek,H} + 0.5F_{ek,V}$;
- (2) 支座位移： $1.0D+0.5L \pm 1.0F_{ek,H} + 0.5F_{ek,V}$

50

3.4 荷载组合（大震不倒）

◆ 建议

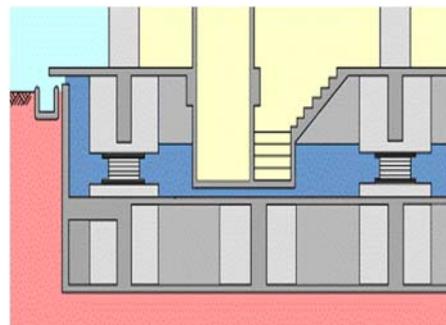
- (1) 支座最大压应力验算： $1.0D+0.5L \pm F_{ek,H} + F_{ek,V}$
- (2) 支座最小压应力验算： $1.0D+0.5L \pm F_{ek,H} - F_{ek,V}$
- (3) 支座位移： $1.0D+0.5L \pm F_{ek,H} + F_{ek,V}$

- (1) 支座最大压应力验算（最大剪力）： $1.0D+0.5L \pm F_{ek,H} \pm F_{ek,V}$
- (2) 支座位移： $1.0D+0.5L \pm F_{ek,H} \pm F_{ek,V}$

51

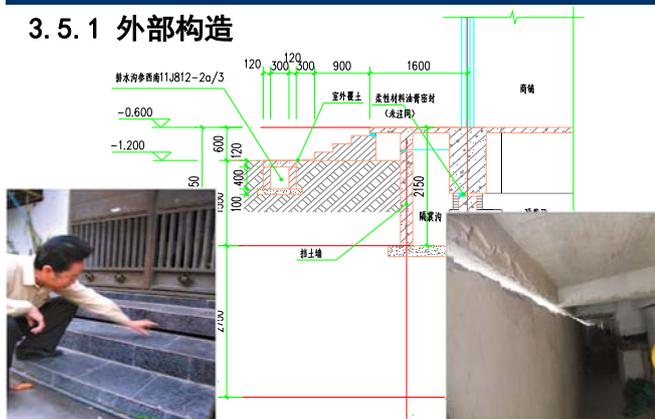
3.5 隔震构造措施

隔震构造措施至关重要！

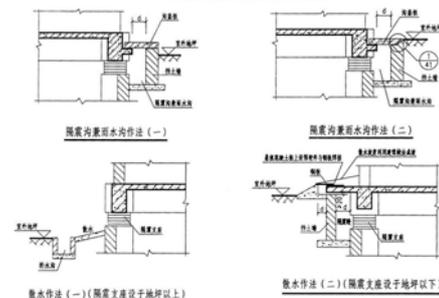


3.5 隔震构造措施

3.5.1 外部构造



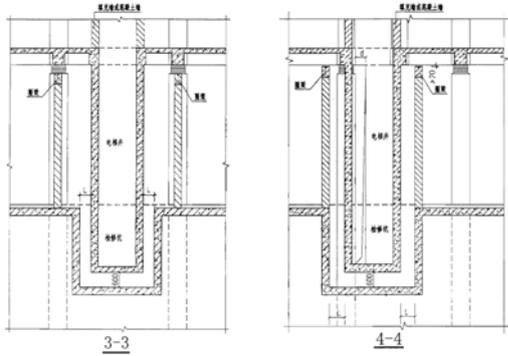
3.5 隔震构造措施



隔震沟兼雨水沟做法、散水做法

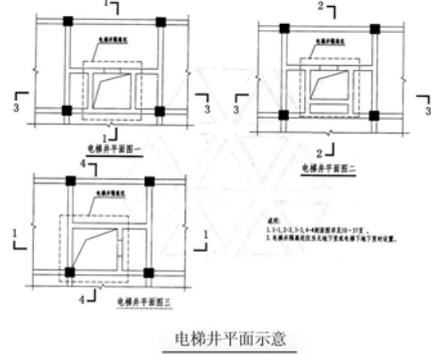
3.5 隔震构造措施

3.5.2 内部构造



3.5 隔震构造措施

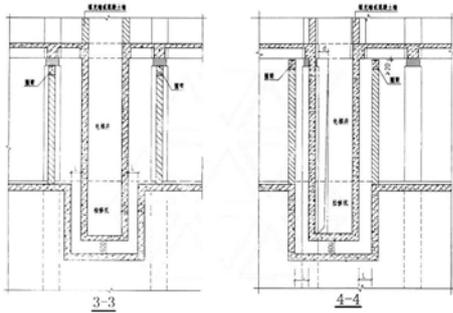
3.5.2 内部构造



电梯井平面示意

3.5 隔震构造措施

3.5.2 内部构造

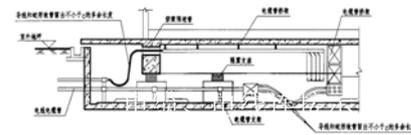
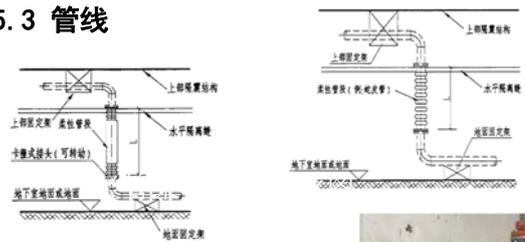


注: L型柱和L型梁的截面大样。

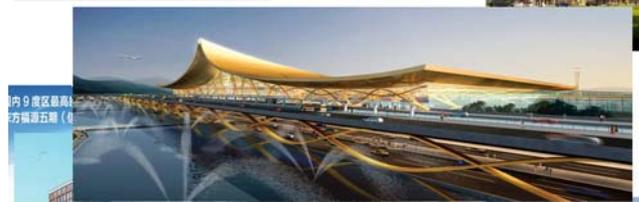
悬挂式电梯地下室

3.5 隔震构造措施

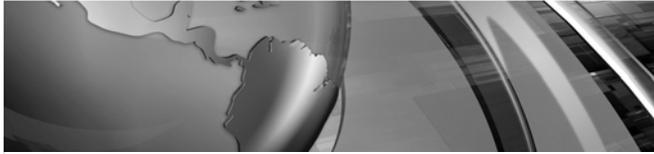
3.5.3 管线



四、总结



精细化设计和施工
好事做好!



楼板和基础系统设计中的若干问题探讨

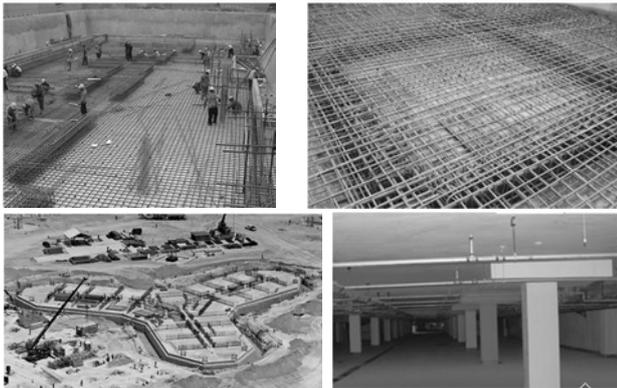
——SAFE在结构设计中的应用实例

深圳华森建筑与工程设计顾问有限公司
游健

结构设计中楼板和基础系统:

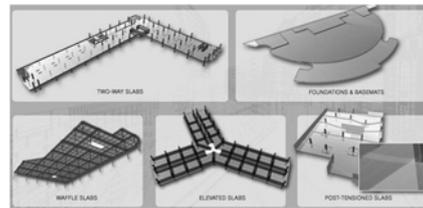
结构图纸目录						
地下室及楼层平面部分			一栋部分			
序号	图号	图名	图号	图名	图幅	
1	05-D-01	地下室平面布置图(一)	A1	1	05-1-01 一层标准层以上楼层柱位平面	A1
2	05-D-02	地下室平面布置图(二)	A1	2	05-1-02 一层标准层以上楼层柱位平面	1.25A1
3	05-D-03	地下室柱位基础图(一)	A0	3	05-1-03 一层、二层层间梁系以上楼层平面	A1
4	05-D-04	地下室柱位(二)	A1	4	05-1-04 一层、二层层间梁系以上楼层平面	1.25A1
5	05-D-05	地下室柱位基础图(二)	A0	5	05-1-05 一层标准层平面	1.25A1
6	05-D-06	地下室柱位基础图(三)	A0	6	05-1-06 一层标准层平面	1.25A1
7	05-D-07	地下室柱位基础图(四)	A0	7	05-1-07 一层标准层平面	1.25A1
8	05-D-08	地下室柱位基础图(五)	A1	8	05-1-08 一层标准层平面	1.25A1
9	05-D-09	地下室柱位基础图(六)	A0	9	05-1-09 一层标准层平面	1.25A1
10	05-D-10	地下室柱位基础图(七)	A1	10	05-1-10 一层标准层平面	1.25A1
11	05-D-11	地下室柱位基础图(八)	A0	11	05-1-11 一层标准层平面	1.25A1
12	05-D-12	地下室柱位基础图(九)	A1	12	05-1-12 一层标准层平面	1.25A1
13	05-D-13	地下室柱位基础图(十)	A0	13	05-1-13 一层标准层平面	1.25A1
14	05-D-14	地下室柱位基础图(十一)	A1	14	05-1-14 一层标准层平面	1.25A1
15	05-D-15	地下室柱位基础图(十二)	A0			
16	05-D-16	地下室柱位基础图(十三)	A1			

基础和楼板:

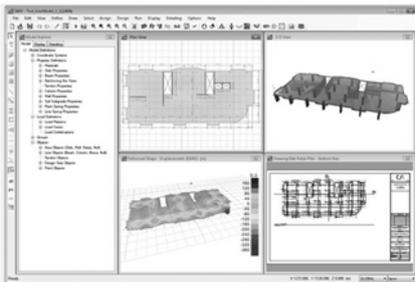


SAFE软件概述:

SAFE是混凝土楼板和基础系统设计的强大工具，易于使用，提供了混凝土楼板和基础系统所必需的建模、分析、设计和详图工具。



程序界面:



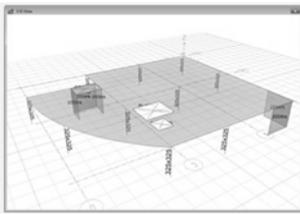
- 简单的Windows界面，操作界面与ETABS, SAP2000软件基本一致
- 菜单和按钮驱动
- 模型浏览器可以快速访问对象、属性、表单
- 多至4个同步显示窗口

建模功能:



- 各种模板用来快速开始新模型，平板、基础筏板、密肋板、联合基础等
- 从SAP2000、ETABS导入模型，可以导入荷载、几何、截面属性和墙变形。
- 从DXF或AutoCAD DWG文件导入几何图，导入建筑图dwg/dxf文件
- 从Access/Excel导入模型

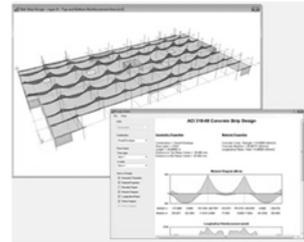
分析功能:



- SAPFire 分析引擎
- 全三维模型
- 考虑柱、墙、支撑、坡道的刚度
- 板上下都可以有柱、墙、支撑
- 梁具有弯曲、剪切和扭转变形
- 正交各向异性板
- 具有剪切变形的厚板
- 变形控制
- 基于最大单元尺寸的自动划分，网格线平行或垂直于最长边、轴网或面的局部坐标轴，保持单元具有良好的长宽比，边束缚连接板中不匹配的网格划分

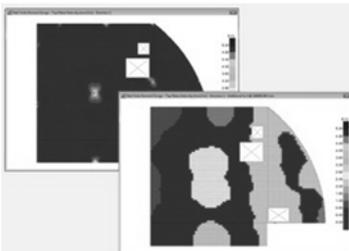
设计功能:

1、基于板带设计:



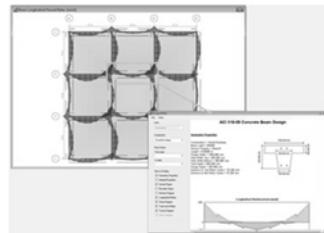
- 非正交、宽度变化的板带设计
- 在每跨的多个测站进行设计
- 考虑规范最小配筋率要求
- 输出计算钢筋面积、钢筋密度或根数

2、基于FEM设计:



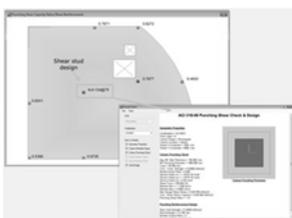
- 基于有限元的设计不需要设计板带
- 板带划分困难的复杂模型
- 云图显示钢筋密度
- 在用户定义的宽度上进行削峰平均处理
- 钢筋设计时识别“热点”

3、梁设计:



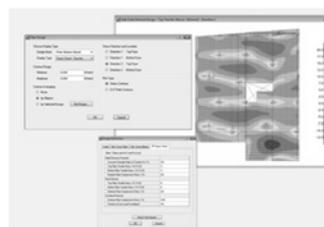
- 对常规梁和后张预应力混凝土梁进行设计
- 在每跨的多个测站进行设计
- 考虑规范最小配筋率要求
- 弯曲、剪切和扭转设计

4、冲切设计/校核:



- 考虑柱的位置
- 考虑开洞和板边
- 附属托板校核
- 用户可重置周长和洞口
- 如果需要，设计冲切钢筋锚或剪力栓

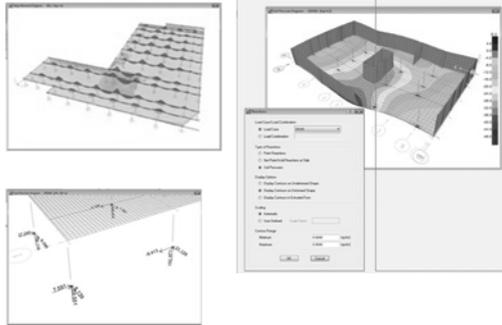
5、后张预应力P/T 应力校核:



- 在传递、最终和长期各阶段校核
- 设计首选项中设置应力限制
- 顶部和底部应力云图
- 需求比等值线
- 鼠标置上立即得到数值

输出与显示:

- 变形图
- 梁内力图
- 板带内力图
- 壳云图
- 支撑压力云图
- 支座反力图
- 表格输出
- 显示输出
- 输出表



实例1: 无梁楼盖设计

无梁楼盖应用范围: 地下室底板、地下室顶板、板柱结构、夹层楼板(层高受限制)……
常用计算方法: 经验系数法、等代框架法、有限元计算方法

经验系数法:
对于标准正交柱距, 计算柱上板带、跨中板带跨中弯矩和支座弯矩来自于统一的简支总弯矩:

$$M_0 = \frac{1}{8} q l_x (l_y - \frac{2}{3} C)^2$$

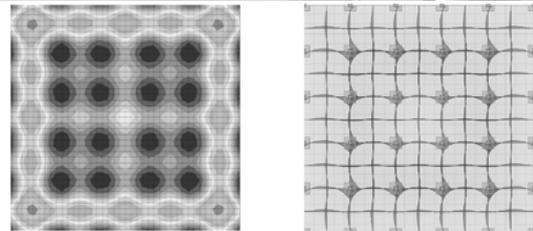
式中: l_x, l_y -柱距; C -柱帽宽度; q -设计荷载

上述公式适用于小柱帽无梁楼盖, 对于地下室底板, 带承台大柱帽无梁板, 考虑柱帽的刚度较大, 需进行修正

带承台柱帽底板修正经验系数:

- $M_{.01} = \frac{1}{8} q l_x (l_y - C)^2$ —用于柱上板带承台边筏板支座弯矩计算。
- $M_{.02} = \frac{1}{8} q l_x (l_y - \frac{2}{3} C)^2$ —用于柱上板带跨中弯矩及跨中板带弯矩计算。
- $M_{.03} = \frac{1}{8} q l_x (l_y - h_z)^2$ —用于柱上板带柱边承台支座弯矩计算 (h_z 柱截面高度)。
- 柱上板带承台边支座截面负弯矩: $0.5 \cdot M_{.01}$
- 柱上板带跨中截面正弯矩: $0.18 \cdot M_{.02}$
- 跨中板带支座截面负弯矩: $0.17 \cdot M_{.02}$
- 跨中板带跨中截面正弯矩: $0.15 \cdot M_{.02}$
- 承台柱边截面负弯矩: $0.5 \cdot M_{.03}$

带承台柱帽底板内力计算:



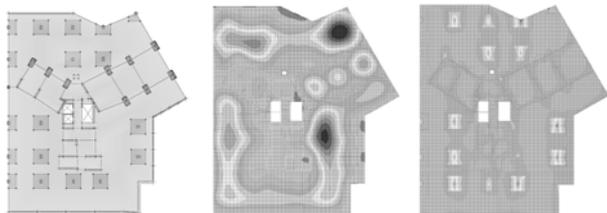
底板水浮力作用下变形

底板水浮力作用下内力

计算弯距	柱上板带承台边 支座截面弯矩	柱上板带跨 中截面弯矩	跨中板带支 座截面弯矩	跨中板带跨 中截面弯矩
经验系数	666.7	-240.0	226.7	-199.9
经验系数修正	540.0	-240.0	226.7	-199.9
SAFE	526.7	-249.6	165.9	-207

地下室顶板无梁楼盖设计

楼盖平面形状不规则、塔楼周边范围竖向构件布置错综复杂, 利用SAFE基于FEM的板设计功能, 不需划分板带, 云图显示楼板内力和钢筋密度, 可较准确的反应实际受力的应力集中, 进行针对性加强, 避免有害裂缝的产生。



地下室顶板模型

重力荷载作用下变形

重力荷载作用下楼板内力

实例2: 楼板设计

对于住宅建筑平面、使用空间改造要求, 不允许设过多楼面梁, 异形板、大板、墙下无梁等较多使用, 如客厅餐厅、主卧等;



建筑平面图

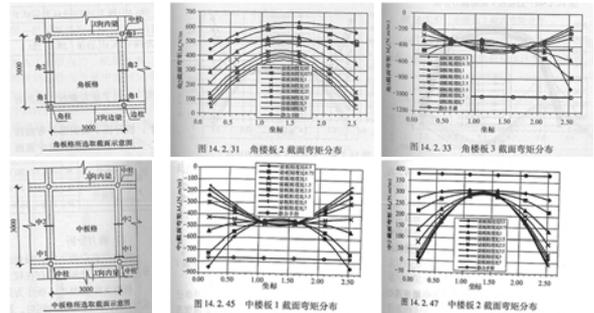
结构模板图

楼板设计注意事项

位置	内力	SOLID 壳体模型								杆+壳模型								静力手册			
		A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D				
板的边缘	N	8.7	42	45	43.2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—				
	M	-10.1	-16.3	-15.4	13.1	-21.5	-27.8	-24.4	-19.8	0	0	0	0	0	0	0	0				
板跨中	N	-54.4	-48.1	-39.3	-33.9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—				
	M	24.4	21.6	21.3	21.1	28.5	24.9	24.3	23.6	24.5	24.5	24.5	24.5	24.5	24.5	24.5	24.5				
板的内角	N	107.6	122.9	124.8	137.9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—				
	M	-22.6	-27.7	-30.2	-32.1	-36	-42.2	-45	-46.3	-43	-45.2	-47.6	-49	—	—	—	—				
中板跨中	N	106.9	121.5	123.4	136.6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—				
	M	-21.7	-26.9	-29.5	-31.6	-36	-42.2	-45	-46.3	-39.3	-42.2	-44.3	-45.7	—	—	—	—				
板跨中	N	-32.1	-27.8	-22.6	-20.3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—				
	M	20.6	19.4	19.6	19.7	24	22.1	21	20.6	25.1	25.1	25.1	25.1	—	—	—	—				

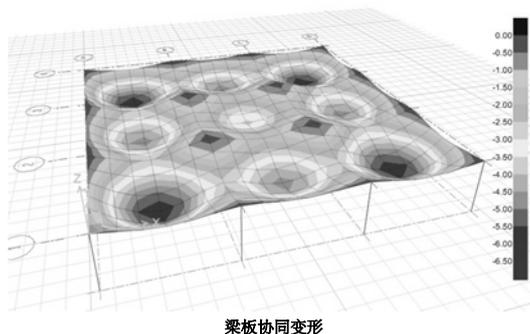
- 1、梁轴力：板作为梁翼缘，与梁一起弯曲变形，分担梁弯曲时产生的部分应力。静力手册按纯弯进行设计楼板，轴力为0；
- 2、弯矩分析：静力手册计算弯矩，主要考虑两个方向的板跨比值，板支承条件分别为简支边、固定边、自由边，未考虑梁刚度对板弯矩的影响；

梁刚度对板弯矩的影响：



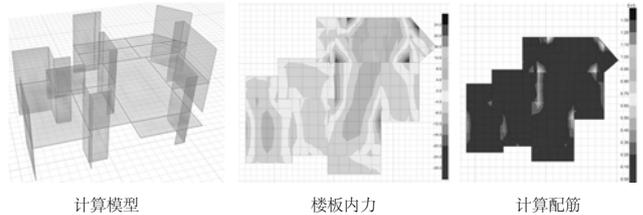
- 1、梁板刚度比大于1.5时，板边支座不应作为不动铰支（梁板刚度比 $k=bh^3/Bt^3$ ；b、h为梁宽、高，B、t为板净跨、板厚）；
- 2、梁板设计时，应考虑梁板共同作用；

板设计考虑整体作用



异形板设计分析

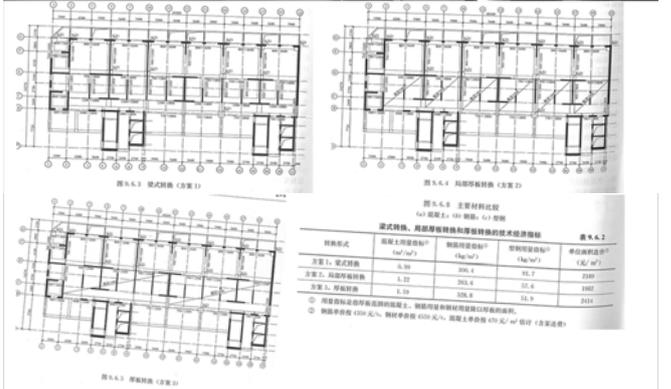
施工图设计时，楼板的设计大都采用PMCAD进行，由于其计算采用静力法，对于多边支承和异形楼板，计算结果误差较大，且未能反应周边支承条件的实际刚度。设计分析通过与AutoCAD，ETABS等程序的数据交互，建立三维模型，考虑柱墙、支撑和梁的刚度。



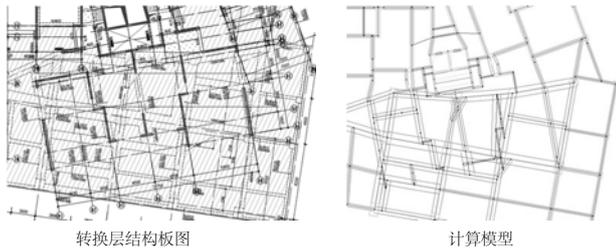
应用实例3：转换层厚板设计



转换方案比较



转换层楼面常规建模计算方法:

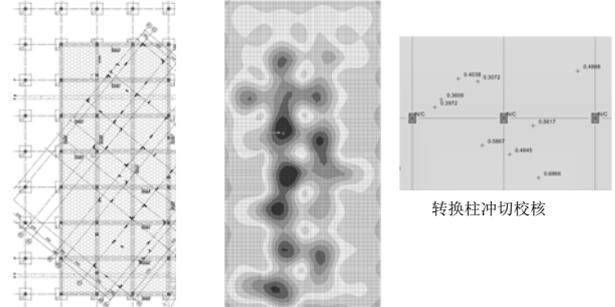


转换层结构板图

计算模型

工程实例：下部地库+上部别墅

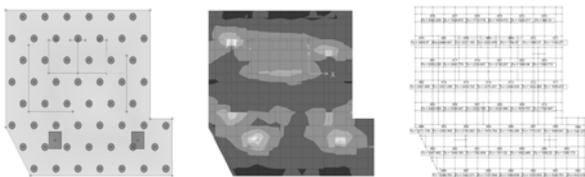
对于共用地下室的多层别墅，地下室范围内墙柱规则布置，上部别墅利用顶板设厚板或梁+大板进行转换，可较好地满足建筑需求。由于SAFE计算时可考虑厚板的剪切变形，并进行竖向构件的冲切校核设计，能较准确地计算分析转换部分的复杂内力



转换柱冲切校核

应用实例4：联合承台或桩筏基础设计

对于联合多桩承台、桩筏基础，计算模拟时可采用板下设柱模拟桩基，桩基端部可根据设计桩型施加约束或根据静载报告输入点弹簧模拟其竖向刚度，筏板以面单元进行模拟。



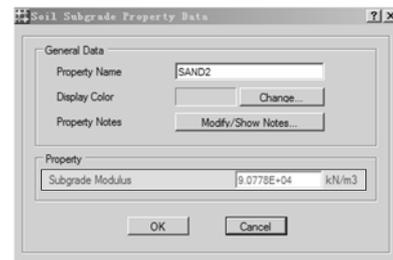
联合承台模型

计算弯矩

桩反力

应用实例5：筏板基础计算分析

场地地基条件均匀，且土层以砂地为主时，采用SAFE软件可较好地进行筏板基础的分析设计。筏板结构模型按实际地基梁和底板截面进行输入，计算中的关键参数为地基土属性的地基变形模量(Subgrade Modulus)，该参数可根据标准贯入试验或荷载板试验报告取值。



输入地基变形模量

地基土变形模量

载荷试验确定的地基土的变形模量 (E_s) 根据《岩土工程勘察规范》(GB50021-2001) 2009版第10.2.5条, 按如下公式计算:

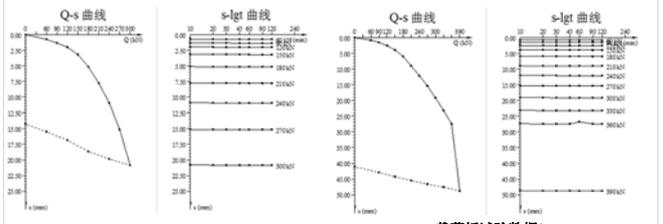
$$E_s = I_s (1 - \mu^2) \frac{pd}{s}$$

- 式中: p — 载荷试验 $p-s$ 曲线线性段的压力, kPa;
- s — 与 p 对应的沉降, mm;
- E_s — 地基土的变形模量, MPa;
- d — 承压板直径或边长, 取1.0m (方形承压板);
- I_s — 刚性承压板的形状系数, 取值0.886 (方形承压板);
- μ — 地基土的泊松比, 取值0.30 (砂土)。

各检验点地基土的变形模量计算值及其数理统计结果见表3.2。

地基土变形模量计算表

载荷试验点	PLT1	PLT2	PLT3	PLT4	PLT5	PLT6
变形模量 E_s (MPa)	12.6	11.6	11.6	10.3	10.5	10.0

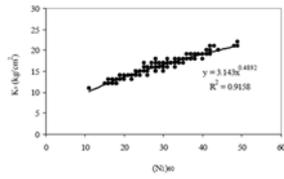


荷载板试验数据1

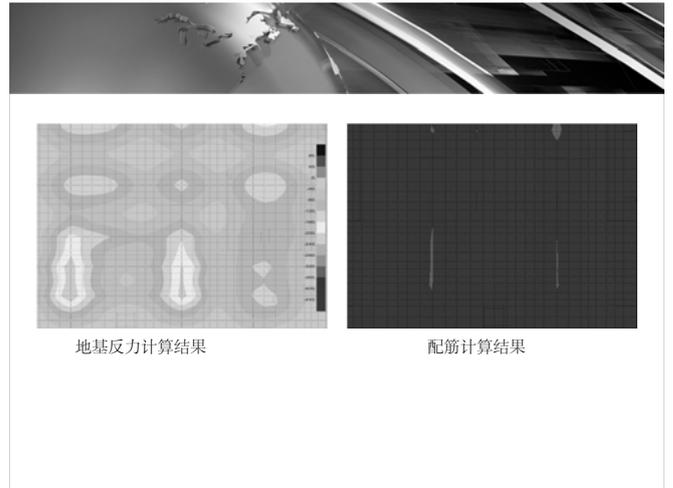
荷载板试验数据2

Table 2. Obtained $(N_{10})_{60}$ and K_{60} data

Run No.	EMEC Class/Function	$(N_{10})_{60}$	K_{60} (kg/cm ²)	Run No.	EMEC Class/Function	$(N_{10})_{60}$	K_{60} (kg/cm ²)
1	GW-GCC	20	14	38	GW	27	17
2	GF-GCC	31	18	40	GW-GM	24	16
3	GC-GM	18	13	41	GF-GCC	25	17
4	GF-GCC	24	16	43	GP	24	16
5	GW	20	13	43	GF-GM	26	18
6	GF-GCC	19	13	44	GF-GM	30	17
7	GF-GCC	34	18	45	GF-GCC	30	16
8	GP	32	17	46	GF-GCC	34	17
9	GP	24	13	47	GF-GM	33	18
10	GF-GCC	32	17	48	GF-GCC	33	17
11	GC	24	18	49	GF-GM	32	17
12	GW-GM	34	18	50	GP	34	19
13	GF-GM	11	11	51	GW	34	18
14	GP	44	23	52	GF-GM	30	17
15	GW	31	15	53	GW-GM	30	16
16	GM	49	22	54	GF-GCC	30	16
17	GF-GCC	48	21	55	GF-GCC	31	17
18	GW-GM	48	21	56	GM	19	13
19	GF-GM	30	17	57	GW	18	12
20	GP	27	16	58	GF-GM	22	14
21	GW	21	14	59	GF-GCC	23	14
22	GP	22	13	60	GF-GM	24	15
23	GW	33	15	61	GF-GCC	17	12
24	GC-GM	24	14	62	GF-GCC	18	13
25	GF-GM	41	20	63	GF-GM	19	14
26	GF-GCC	42	20	64	GP	19	14
27	GW	43	21	65	GF-GM	24	18
28	GF-GCC	42	21	66	GP	33	16
29	GW	34	17	67	GF-GCC	24	17
30	GF-GM	39	18	68	GF-GM	40	19
31	GF-GCC	37	18	69	GF-GCC	34	18
32	GP	34	17	70	GF-GM	37	19
33	GF-GM	18	12	71	GP	24	14
34	GW	18	13	72	GP	24	17
35	GF-GCC	17	12	73	GM	42	19
36	GP	18	12	74	GF-GCC	41	19
37	GF-GCC	24	14	75	GF-GM	40	18
38	GF-GM	24	14				



地基变形模量与 $(N_{10})_{60}$ 关系统计
 $(N_{10})_{60}$ 为贯入度



地基反力计算结果

配筋计算结果

应用实例6: 防水板+抗浮锚杆底板设计

底板采用锚杆进行抗浮设计时, 由于一般软件未能对水浮力作用下底板变形和锚杆受拉产生的变形进行协调计算, 锚杆实际受力以及底板配筋计算有所误差。按整体模型输入, 锚杆计入竖向抗拔变形刚度时, 可较准确地计算出锚杆反力和防水底板配筋。

抗浮锚杆反力计算

按整体模型输入, 锚杆计入竖向抗拔变形刚度时, 可较准确地计算出锚杆反力和防水底板配筋。

以上实例通过运用SAFE软件在实际工程基础和楼板系统设计的计算分析, 使内力计算结果基本反应真实受力情况, 为基础和楼板的设计提供较准确计算依据。

由于SAFE在分析引擎, 三维分析, 变形控制、动力分析、对象网格划分等方面的优势, 其还可进行楼板开裂分析(考虑徐变和收缩)、楼板振动分析、后张预应力楼板设计等, 实现对混凝土基础和楼板系统构件直接、方便、高效的分析和设计。

参考文献:

- 1、邹奇、傅学怡、吴兵, 钢筋混凝土带承台柱帽无梁筏板在地下室底板中的应用;
- 2、傅学怡, 实用高层建筑结构设计手册;
- 3、扶长生, 抗震工程学——理论与实践;
- 4、某工程抗浮修复实例及经验总结, 建筑结构;

筑信达工程软件应用技术大会CTC2014交流

SAP2000在发电厂结构设计中的应用

中南电力设计院：丁伟亮



主要内容



- 1、中南电力及火力发电厂简介
- 2、运用SAP2000完成主厂房结构设计
- 3、运用SAP2000完成特种结构设计
- 4、运用SAP2000完成涉外工程设计
- 5、小结

1.1 发电厂简介



发电厂：
 通过各种方式将其他能量转换为电能的工厂。
主要有：
 火电、风电、核电、太阳能发电、潮汐发电、水电等

火电厂 造价	2×300MW亚 临界供热	2×600MW超 临界	2×1000MW超超 临界（滨海）	2×1000MW超超 临界（内陆）
新建 (亿元)	27	45	76	73

1.1 火力发电厂效果图



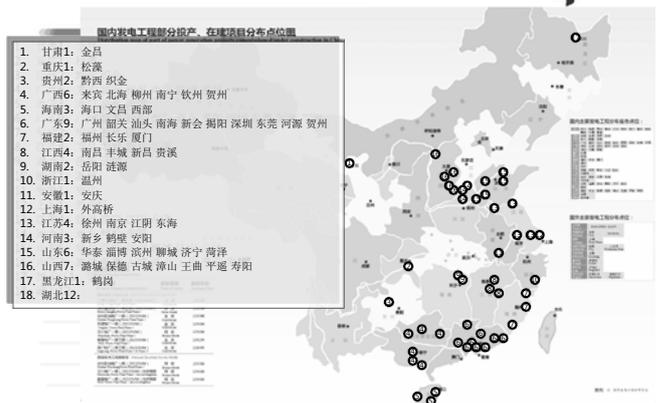
1.2 中南电力设计院简介



业务范围：
 涵盖勘测设计、工程监理、工程总承包、环保、信息软件等领域。
按分布的国家：业务涉及国外土耳其、印尼、印度、委内瑞拉等10多个国家。

人力资源：
 现有职工1661人，国家设计大师1人，享受国务院政府特殊津贴的专家14人，教授级高工137人，高级职称及以上的有632人，中级职称421人，初级职称215人，国家各类注册执业资格人员432人。

1.2 国内发电工程部分分布



1.2 国外主要发电工程分布点位图



主要内容

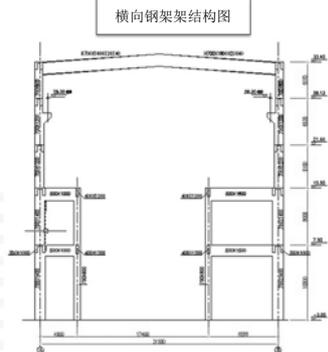


- 1、中南电力及火力发电厂简介
- 2、运用SAP2000完成主厂房结构设计
- 3、运用SAP2000完成特种结构设计
- 4、运用SAP2000完成涉外工程设计
- 5、小结

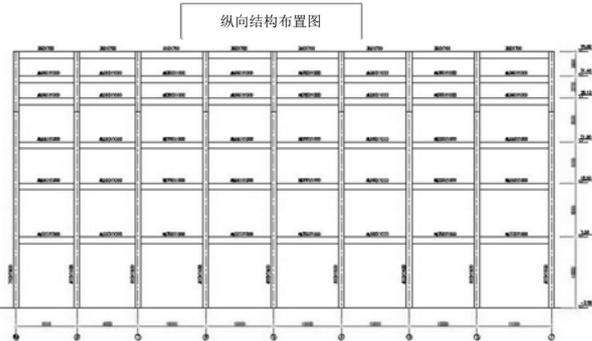
2.1主厂房结构设计计算分析



工程概况：
 某2×1000MW电厂工程，汽机房结构共有三层：底层、中间层与运转层，局部存在夹层。
 厂房纵向长度为79.5米，横向宽度为31.5米，汽机房屋面高度为36.2米，屋脊处的高度为37.4米。
 为提高抗震性能A、B柱采用型钢混凝土，屋面梁采用纯钢梁，其他结构采用现浇式钢筋混凝土刚架结构，横、纵向结构布置图与各楼层平面见附图。



2.1主厂房结构设计计算分析



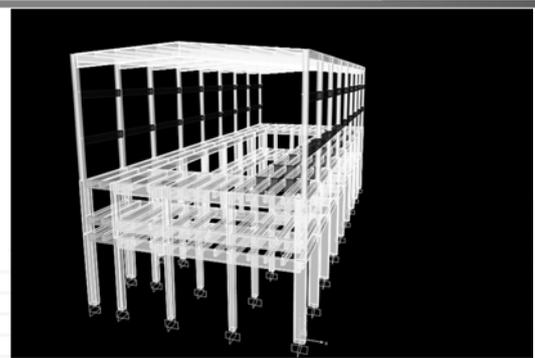
2.1主厂房结构设计计算分析



主要荷载：

- 1.楼面活载：根据行业规范及资料选取，10kpa~40kpa
- 2.吊车荷载：两台100/20t，A3级吊车
- 3.风、雪荷载难确定：基本风压为0.4kN/m²
- 4.自重及各平台设备荷载：按相关资料计算
- 5.地震作用：7度，II类场地。

2.1主厂房结构设计计算分析

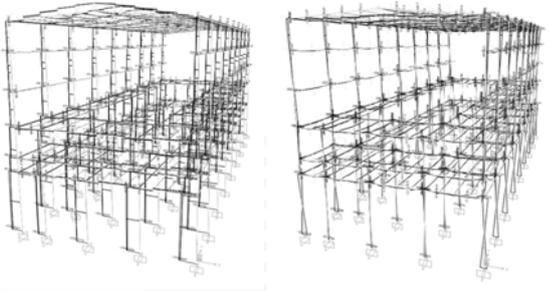


2.1主厂房结构设计计算分析



某典型工况轴力图

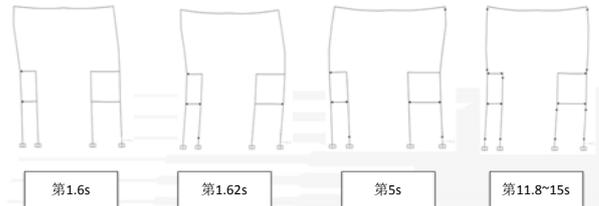
某典型工况弯矩图



2.1主厂房结构设计计算分析



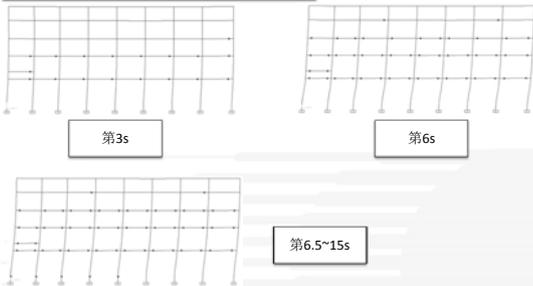
横向塑性铰发展：基本满足强柱弱梁



2.1主厂房结构设计计算分析



纵向塑性铰发展：柱基本还处于弹性阶段



主要内容



- 1、中南电力及火力发电厂简介
- 2、运用SAP2000完成主厂房结构设计
- 3、运用SAP2000完成特种结构设计
- 4、运用SAP2000完成涉外工程设计
- 5、小结

3、运用SAP2000完成特种结构设计



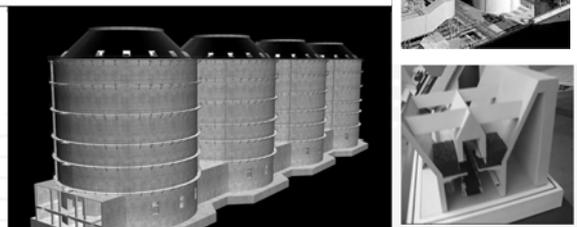
主要内容

- 1.大直径砼储煤筒仓；
- 2. 大直径砼脱硫吸收塔；
- 3. 管道支架；

3.1 大直径储煤筒仓计算分析



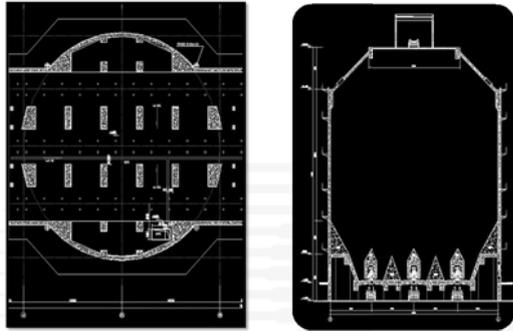
工程概况：某电厂的贮煤筒仓，由4座内直径33m筒仓相邻组成，筒仓基础为桩基、筒仓库身结构形式为预应力钢筋混凝土筒体结构，高42.2m。顶部为钢筋混凝土锥型穹顶，筒仓内无中心柱。筒仓顶部为单皮带给煤，底部为缝隙式煤槽，采用叶轮给煤机卸煤。



3.1 大直径储煤筒仓计算分析



平面图及剖面图：

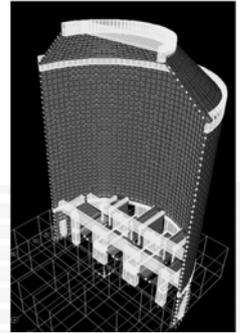


3.1 大直径储煤筒仓计算分析



主要荷载：

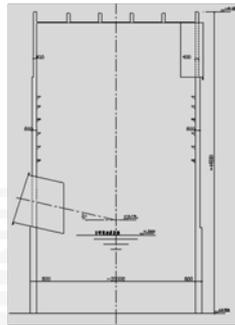
- 1.侧煤压力难确定：规范不明确；
- 2.温度作用及影响：侧壁温差；
- 3.风荷载难确定：规范不具体；
- 4.地震作用：。



3.2大直径砷脱硫吸收塔计算分析



工程概况：
 北方某大型电厂的砷吸收塔；塔体内径约近20m、塔高约为44m；塔壁厚度自下而上分段变化，下部（壁厚取800mm、中部壁厚取600mm、顶部壁厚取400mm。顶板拟采用井字倒梁板顶盖。

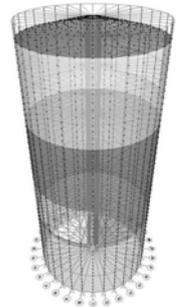


3.2大直径砷脱硫吸收塔计算分析



主要荷载：

- 1.浆液侧压力、结垢荷载；
- 2.温度作用及影响：侧壁温差；
- 3.风、雪荷载难确定；
- 4.自重及各平台设备荷载；
- 5.地震作用：。

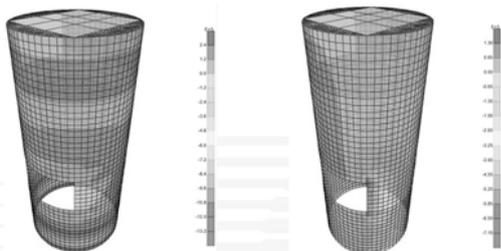


3.2大直径砷脱硫吸收塔计算分析



控制工况塔壁环向轴力图

控制工况塔壁竖向轴力图

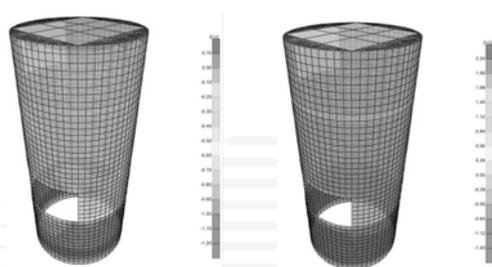


3.2大直径砷脱硫吸收塔计算分析



控制工况塔壁水平向弯矩图

控制工况塔壁竖向弯矩图



主要内容



- 1、中南电力及火力发电厂简介
- 2、运用SAP2000完成主厂房结构设计
- 3、运用SAP2000完成特种结构设计
- 4、运用SAP2000完成涉外工程设计**
- 5、小结

4.1运用SAP2000完成涉外工程设计



土耳其：SILOPI，KALABIGA等

SILOPI位于土耳其东南部，靠近国界。南面为伊拉克，西南面为叙利亚。设计需满足中土两国规范

地震分区为II区。(根据土耳其规范确定)地震地面加速度峰值为0.30g。
 场地土类别为土耳其抗震规范A类。
 基本雪压:0.75kN/m²。
 基本风压值:取0.65 kN/m²。

4.1运用SAP2000完成涉外工程设计



美洲国家：委内瑞拉、危地马拉

- 1.本国规范体系不完善，常按美国标准设计；
- 2. 地震烈度普遍较高，多在8度以上；
- 3. SAP2000运用较多；

主要内容



- 1、中南电力及火力发电厂简介
- 2、运用SAP2000完成主厂房结构设计
- 3、运用SAP2000完成特种结构设计
- 4、运用SAP2000完成涉外工程设计
- 5、小结**

5 小结



SAP2000在国内发电厂结构中的应用：

- 1.多用于特种结构设计：如混凝土筒仓、灰库、煤斗等
- 2. 多用于内力计算，配筋相对不便；

SAP2000在国外发电厂结构中的应用：

- 1. SAP2000欧洲、美洲工程中运用较多；
- 2. 多用于钢筋混凝土结构设计，配筋也多需要单独解决





主要内容

- 第一部分: 桥梁抗震概述
- 第二部分: 桥梁抗震设计
- 第三部分: 桥梁抗震延性设计
- 第四部分: 桥梁减隔震设计
- 第五部分: 总结与展望

桥梁抗震与减隔震设计 主讲: 李龙安

第一部分: 桥梁抗震概述

中铁大桥勘测设计院有限公司在长江上勘测、设计、咨询的桥梁

桥梁抗震与减隔震设计 主讲: 李龙安

第一部分: 桥梁抗震概述

湖北省的长江大桥

千湖之省的湖北省是桥梁的博物馆, 长江大桥的数量在沿江诸省中位居第一, 已建和在建的**20多座**。

武汉市的长江大桥

武汉三镇水系发达, 长江和汉水促成了武汉市桥梁群的崛起, 武汉市被誉为“建桥之都”。在湖北省已建和在建的**20多座**长江大桥中, 武汉市就有**8座**(长江大桥、长江二桥、白沙洲大桥、天兴洲大桥、军山大桥、阳逻大桥、二七大桥、鹦鹉洲大桥)。

桥梁抗震与减隔震设计 主讲: 李龙安

第一部分: 桥梁抗震概述

长江上已建的部分铁路大桥

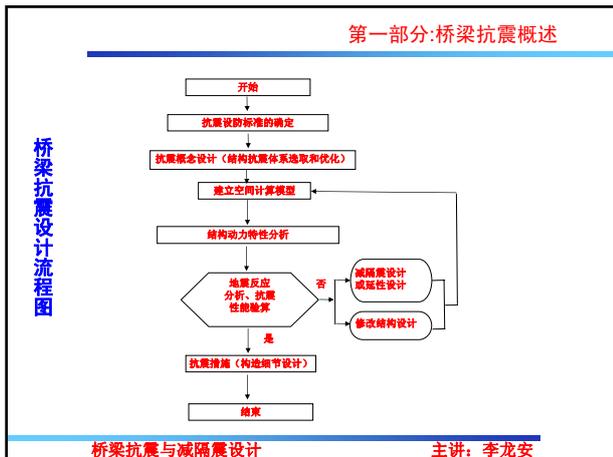
桥名	简图	桥名	简图
武汉长江大桥 3×(3×128)m 连续钢桁架		武汉天兴洲公铁两用长江大桥 96m+196m+ 504m +196m+96m 钢桁梁斜拉桥	
南京长江大桥 3×(3×160)+120m 钢桁架		宁安铁路安庆长江大桥 101.5m+108.5m+ 500m +217.5m+109.5m+110m 钢桁梁斜拉桥	
九江长江大桥 2×(3×162)+180+ 216 +180+2×126m 钢桁架		京沪高速铁路大胜关长江大桥 332m+ 332m 钢桁拱	
芜湖长江大桥 (180+ 312 +180) m 悬塔部分斜拉结构		万州长江铁路大桥 360m 钢桁拱	

桥梁抗震与减隔震设计 主讲: 李龙安

第一部分: 桥梁抗震概述

桥梁工程是土木工程的皇冠,
而桥梁结构动力学是这顶皇冠上的明珠。

桥梁抗震与减隔震设计 主讲: 李龙安



第二部分: 桥梁抗震设计

国外桥梁震害

- > 美国1971年2月9日的圣费南多地震, 多座桥梁倒塌, 其中两座互通立交工程严重倒塌破坏。
- > 美国1989年10月17日的洛马普里埃塔地震, 多座桥梁倒塌, 特别是城市高架桥发生了严重破坏或倒塌。
- > 日本1995年1月17日的阪神大地震, 是继美国1971年的圣费南多地震和1989年的洛马普里埃塔地震后城市公路、地铁、铁路、高架桥破坏范围最广、灾情最严重的一次。
- > 2004年12月26日早上8时, 印度尼西亚苏门答腊岛西北部海域发生里氏8.9级强烈地震, 并引发巨大海啸, 海啸迅速波及周边数国, 目前, 这场罕见的大灾难已造成20多万人死亡, 是近40年来最严重的自然灾害。
- > 日本2004年10月23日的新潟大地震, 造成新干线上的高速列车“朱鹭325号”脱轨。
- > 2010年1月12日的海地7.3级大地震, 造成交通设施的巨大破坏。
- > 2010年2月27日的智利8.8级特大地震, 也造成交通设施的破坏。
- > 2011年3月11日的日本9.0级超大地震引起巨大海啸, 造成震区的多座桥梁的破坏。

桥梁抗震与减隔震设计 主讲: 李龙安

第二部分: 桥梁抗震设计

日本阪神大地震造成城市高架桥的倒塌

桥墩弯曲破坏

桥梁抗震与减隔震设计 主讲: 李龙安

第二部分: 桥梁抗震设计

1989年美国Loma prieta地震: 奥克兰海湾大桥过流孔落梁, 低估了相对位移, 连接螺栓剪断。

桥梁抗震与减隔震设计 主讲: 李龙安

第二部分: 桥梁抗震设计

国内桥梁震害

- > 1975年的辽宁海城地震中618座桥梁有193座遭到不同程度的损坏, 占31.2%。
- > 1976年7月28日的唐山大地震, 遭受震害的铁路桥占总数的39.3%, 唐山地区公路桥遭受震害的占桥梁总长度的62%, 这些桥梁的震害主要反映在结构的各个部位。
- > 1999年9月21日的台湾集集大地震, 近千座桥梁有近200座遭到不同程度的损坏, 约占20%。
- > 2008年5月12日的四川省汶川特大地震, 造成多座大桥的损坏(见图)
- > 2013年4月20日的四川省芦山大地震, 造成部分大桥的损坏。

桥梁抗震与减隔震设计 主讲: 李龙安

第二部分: 桥梁抗震设计

台湾集集大地震时,乌溪桥南下车道第三桥柱剪力破坏

横向推筋不足

桥梁抗震与减隔震设计 主讲: 李龙安

汶川大地震公路桥梁震害

	
都汶高速庙子坪大桥的落梁震害	都汶高速百花大桥的震害——多跨垮塌、墩底破坏
	
彭州小鱼洞大桥的震害——拱桥两跨完全垮塌	桥梁滑动及支座移动的震害

桥梁抗震与减隔震设计 主讲：李龙安

2013年四川芦山7级大地震

4月22日，在芦山县通往宝盛乡的宝盛大桥上，武警水电三支队对一块约250吨的巨石进行爆破，恢复了大桥的通行。



宝盛大桥全长85米，跨度为64米，于1986年建成，是宝盛乡通往大川镇的咽喉。

桥梁抗震与减隔震设计 主讲：李龙安

第二部分：桥梁抗震设计



影响我国的地震带(1)

影响我国的地震带(2)

桥梁抗震与减隔震设计 主讲：李龙安

第二部分：桥梁抗震设计

2014年云南省发生的5级以上的破坏性地震有：

- 4-5，永善(5.3)；
- 5-30，盈江(6.1)；
- 8-3，鲁甸(6.5)；
- 8-17，永善(5.0)；
- 10-7，景谷(6.6)。

2008年10月5日新疆乌恰6.8级大地震

2008年5月12日四川汶川8.0级特大地震

2013年4月20日四川芦山7级大地震

2008年7月8日河北山7.8级大地震

2008年8月8日四川松潘平武7.2级大地震



桥梁抗震与减隔震设计 主讲：李龙安

第二部分：桥梁抗震设计

3 抗震设计

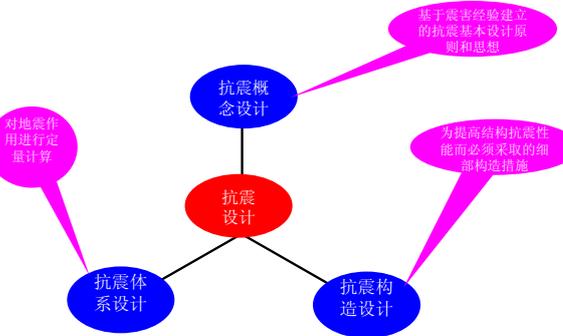
1982年安布雷赛斯(Ambroseys, N.N)提出如下的定义：
 $Seismic\ risk = Seismic\ hazard \times vulnerability$

我国地震工程专家、中国科学院院士胡聿贤将其译为：
 地震危害性=地震危险性×易损性

可理解为：
 地震对桥梁结构的危害性=桥址处工程场地的地震危险性×桥梁结构的抗震易损性

桥梁抗震与减隔震设计 主讲：李龙安

第二部分：桥梁抗震设计



抗震概念设计

抗震设计

抗震体系设计

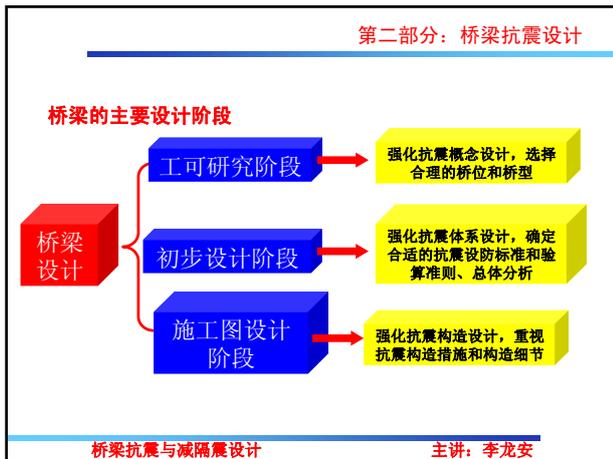
抗震构造设计

基于震害经验建立的抗震基本设计原则和思想

对地震作用进行定量计算

为提高结构抗震性能而必须采取的细部构造措施

桥梁抗震与减隔震设计 主讲：李龙安



第二部分：桥梁抗震设计

3.1 在工可研究阶段强化抗震概念设计，选择合理的桥位和桥型

- 1) 桥位场地的选择
要基于桥址处场地的地质和地形条件，高山峡谷地区的桥梁要注意大地震后的次生灾害山体的滑坡、崩塌和泥石流。
- 2) 合理的结构选型和布置
由于弯坡桥梁使地震反应复杂化，桥轴线尽可能设计成直线；简支梁是常用的结构形式，应防止落梁，桥台和桥墩应与桥轴线垂直。
- 3) 恰当的结构体系的采用
结构体系的合理与否，直接关系到结构各部位的地震作用大小，理想的桥梁结构应是越简单和越规则越好，传力途径要短，受力要简明。
- 4) 抗震策略选择
硬抗？减隔震？

桥梁抗震与减隔震设计 主讲：李龙安

第二部分：桥梁抗震设计

3.2 在初步设计阶段强化抗震体系设计，确定合适的抗震设防标准和验算准则、进行结构的总体分析

桥梁抗震设防标准

	小震（多遇地震）	中震（设计地震）	大震（罕遇地震）
主桥	100年超越概率63.2% (重现期100年)	100年超越概率10% (重现期950年)	100年超越概率3% (重现期3283年)
引桥	50年超越概率63.2% (重现期50年)	50年超越概率10% (重现期475年)	50年超越概率2% (重现期2475年)

桥梁抗震与减隔震设计 主讲：李龙安

第二部分：桥梁抗震设计

桥梁抗震设防标准

设计基准期 (使用年限)

各种超越概率水平下的 重现期T(年)

$$T = -\frac{Y}{\ln(1-P\%)}$$

$$P\% = 1 - \frac{1}{e^{Y/T}}$$

$$T = \frac{1}{1 - (1 - P\%)^{1/Y}}$$

超越概率	设计基准期 Y=50年	设计基准期 Y=100年
P%=63.2% (小震)	50年	100年
P%=10% (中震)	475年	950年
P%=3% (大震)	1642年	3283年
P%=2% (大震)	2475年	4950年

桥梁抗震与减隔震设计 主讲：李龙安

第二部分：桥梁抗震设计

桥梁抗震设防目标

设防标准	构件类别	结构性性能要求	受力状态	验算准则
E1水准	主梁	无损伤	保持弹性	/
	桩基础	无损伤	保持弹性	$M \leq M_y$
	桥塔	无损伤	保持弹性	$M \leq M_y$
	边墩	中等损伤	可接近屈服	$M \leq M_{eq}$
	支座	无损伤	正常工作	满足位移及承载要求
E2水准	主梁	中等损伤	可接近屈服	/
	桩基础	中等损伤	可接近屈服	$M \leq M_{eq}$
	桥塔	中等损伤	可接近屈服	$M < M_{eq}$
	边墩	严重损伤但不倒塌	进入延性	塑性铰极限转角变形验算
	支座	一定的残余变形	进入塑性	满足位移要求

桥梁抗震与减隔震设计 主讲：李龙安

第二部分：桥梁抗震设计

大跨度斜拉桥的抗震结构体系的选取（6种）

- 1). 飘浮体系（上海南浦大桥）
塔梁分离（有时塔与梁之间设0#索）；墩梁处设纵向滑动支座。
- 2). 塔梁墩固结体系（刚构体系）（香港汲水门大桥）
塔梁墩固结；墩梁处设纵向滑动支座。
- 3). 塔梁固定铰体系
在飘浮体系的塔梁间设固定铰支座；墩梁处设纵向滑动支座。
- 4). 塔梁不对称约束体系（福州青洲闽江大桥）
塔梁间一端采用固定铰支座，另一端采用纵向滑动支座；墩梁处设纵向滑动支座。
- 5). 弹性约束体系（武汉白沙洲大桥）
在飘浮体系的塔梁之间除设滑动铰支座外，还增设纵向弹性约束装置或构件；墩梁处设纵向滑动支座。
- 6). 阻尼约束体系
在飘浮体系的塔梁间设置阻尼约束；墩梁处设纵向滑动支座。

桥梁抗震与减隔震设计 主讲：李龙安

第二部分：桥梁抗震设计

大跨度悬索桥的抗震结构体系的选取 (4种)

- 1) 三跨双铰式：三跨全部悬吊有双铰加劲梁。
(汕头海湾大桥)
- 2) 单跨双铰式：仅中跨悬吊有双铰加劲梁。
(西陵长江大桥)
- 3) 单跨伸出式：中跨悬吊带有向两侧伸出的加劲梁。
(日本下津井大桥)
- 4) 三跨连续式：三跨悬吊连续的加劲梁。
(厦门海沧大桥)

桥梁抗震与减隔震设计

主讲：李龙安

第二部分：桥梁抗震设计

大跨度梁桥的抗震结构体系的选取

类型：简支梁、悬臂梁、连续梁、T型刚构、连续刚构

理想的抗震体系：

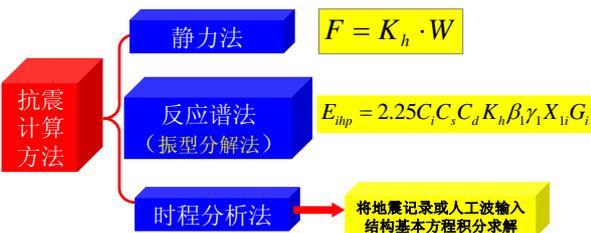
- ① 从几何线形上看，桥梁是直的，各桥墩高度相差不大；
- ② 上部结构是连续的，伸缩缝尽量少；
- ③ 跨径尽量小；
- ④ 水平地震作用由多个桥墩承担；
- ⑤ 基础建在坚硬的场地上。

简述为：直、整、硬、等高、小跨。

桥梁抗震与减隔震设计

主讲：李龙安

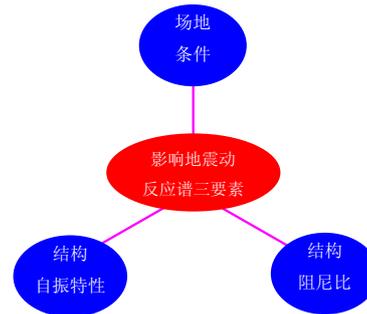
第二部分：桥梁抗震设计



桥梁抗震与减隔震设计

主讲：李龙安

第二部分：桥梁抗震设计



桥梁抗震与减隔震设计

主讲：李龙安

第二部分：桥梁抗震设计

3.3 在施工图设计阶段强化抗震构造设计，重视抗震构造措施和构造细节

- (1) 施工图设计阶段的抗震设防：上部结构要加强防落梁措施，可以采用加大挡块厚度，且在挡块与梁体之间设缓冲橡胶垫块。挡块的厚度的设计，不是越厚越好。必须保证其抗剪强度与墩身强度相匹配，按“小震、中震不坏，大震必坏”的设计原则确定其尺寸。
- (2) 注意连续梁桥高度不同的桥墩，地震反应也不同。矮墩的地震响应（剪力）比高墩大很多，因此要重视一联中矮墩的设计，必要时采取隔震技术，以减小矮墩的地震响应。
- (3) 加强桥墩及桩基础箍筋的设计：采用Ⅱ级钢筋、分区分段进行加密。
- (4) 重视桥梁刚度突变处的构造设计：如系梁（系梁在抗震中起很大作用）

桥梁抗震与减隔震设计

主讲：李龙安

第二部分：桥梁抗震设计

消能(阻尼橡胶包铁链) 防落梁装置



桥梁抗震与减隔震设计

主讲：李龙安

第二部分：桥梁抗震设计

抗震措施



Loma prieta地震：奥克兰海湾大桥过渡孔落梁：低估了相对位移，连接螺栓剪断。

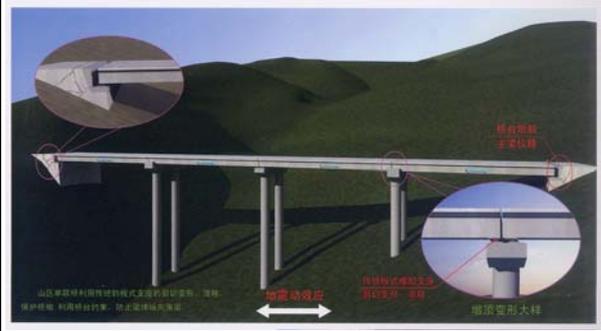
- 限制支承连接部位的支承面最小宽度
- 相邻梁之间安装纵向约束装置

桥梁抗震与减隔震设计

主讲：李龙安

第二部分：桥梁抗震设计

抗震措施(纵桥向)

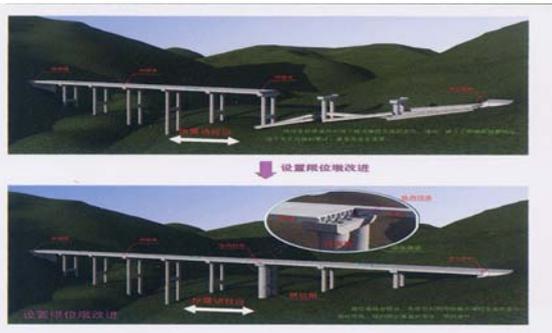


桥梁抗震与减隔震设计

主讲：李龙安

第二部分：桥梁抗震设计

抗震措施(纵桥向)



桥梁抗震与减隔震设计

主讲：李龙安

第二部分：桥梁抗震设计

抗震措施(横桥向)



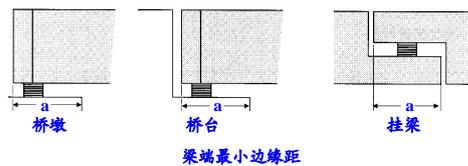
桥梁抗震与减隔震设计

主讲：李龙安

第二部分：桥梁抗震设计

● 支承连接部位的支承面最小宽度

日本桥梁抗震设计规范： $a = 70 + 0.5L$ a (cm)
 L: 梁的计算跨径 (m)
 挂梁与悬臂之间的搭接长度a不应小于60cm



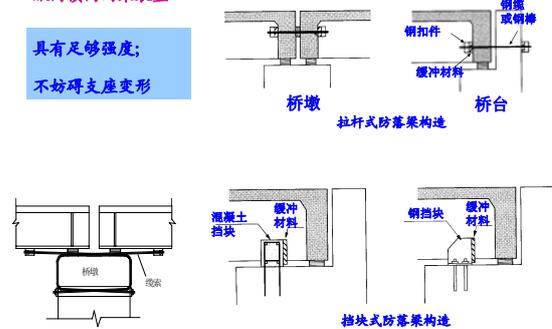
桥梁抗震与减隔震设计

主讲：李龙安

第二部分：桥梁抗震设计

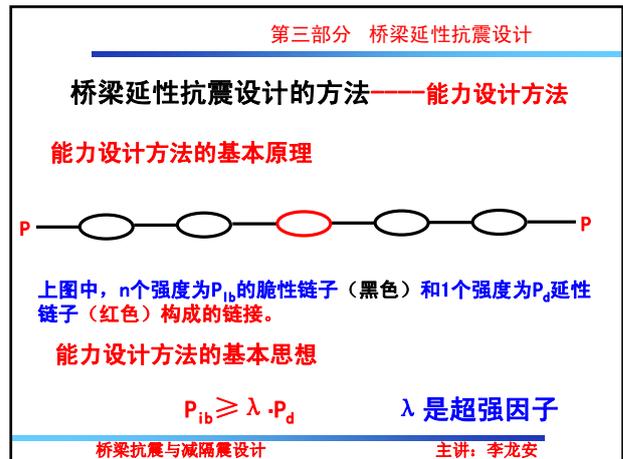
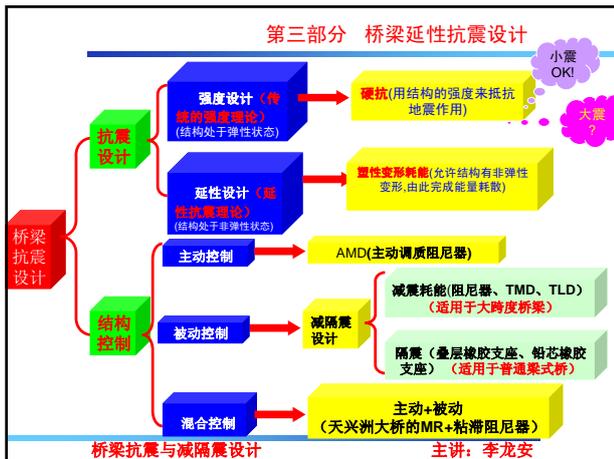
纵向横向约束装置

具有足够强度；不妨碍支座变形



桥梁抗震与减隔震设计

主讲：李龙安



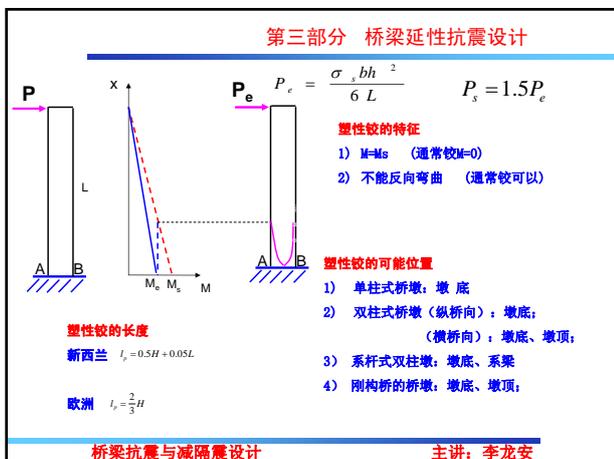
第三部分 桥梁延性抗震设计

梁桥的延性构件和能力保护构件划分

结构部位	延性构件	能力保护构件
主梁	不宜	
支座		✓
盖梁		✓
桥墩(高宽比较小)		✓
桥墩(高宽比较大)	✓	
基础		✓

桥梁抗震与减隔震设计 主讲: 李龙安

- ### 第三部分 桥梁延性抗震设计
- ## 能力设计方法进行延性抗震设计的步骤:
- 选择合适的延性构件**
(根据结构受力特点和结构的预期性能要求, 如高宽比较大的桥墩)
 - 选定延性构件的潜在塑性铰区的位置**
(见下页)
 - 延性构件不允许出现脆性破坏模式**
(对于可能出现的脆性破坏模式, 需有足够的强度安全系数加以避免)
 - 能力保护构件的强度“大于”延性构件的强度**
- $$P_{ib} \geq \lambda \cdot P_d$$
- 桥梁抗震与减隔震设计 主讲: 李龙安



第三部分 桥梁延性抗震设计

延性构件的强度和延性设计与验算

《公路桥震则》和《城市桥震规》进行两个水准 (E1、E2地震) 的抗震设防。

E1作用下, 进行桥梁结构的弹性地震反应分析, 验算全部构件 (含延性构件) 的抗弯强度;

实质上, B1地震作用下, 只要进行延性构件潜在塑性铰区的抗弯强度的验算即可。

E2作用下, 进行桥梁结构的弹塑性地震反应分析, 验算延性构件的延性能力或变形能力;

实质上, B2地震作用下, 只要进行延性构件潜在塑性铰区的塑性转动能力的验算即可。

桥梁抗震与减隔震设计 主讲: 李龙安

第三部分 桥梁延性抗震设计

桥墩的震害类型之一：弯曲破坏(由左至右的破坏程度加重)

示意图			

桥梁抗震与减隔震设计 主讲：李龙安

第三部分 桥梁延性抗震设计

桥墩的震害类型之二：剪切破坏(由左至右的破坏程度加重)

示意图			

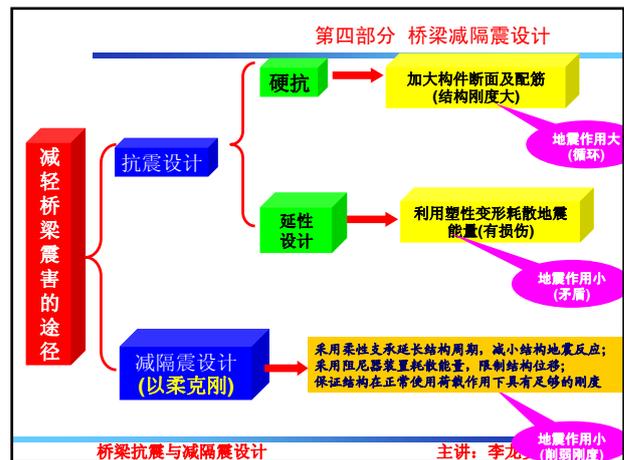
桥梁抗震与减隔震设计 主讲：李龙安

第三部分 桥梁延性抗震设计

桥墩的震害类型之三：扭转破坏(由左至右的破坏程度加重)

示意图			

桥梁抗震与减隔震设计 主讲：李龙安



第四部分 桥梁减隔震设计

- 桥梁减隔震设计的重要手段——
边界非线性动力分析
- 进行边界非线性动力分析的结构需包含——
非线性连接单元(连接两个节点或连接梁和墩)
- 一个非线性连接单元由6种弹簧——
既有线性, 也有非线性

桥梁抗震与减隔震设计 主讲：李龙安



第四部分 桥梁减隔震设计

▲ 减隔震技术的适用的条件

- △ 上部结构连续，下部结构刚度较大，结构基本振动周期比较短；
- △ 桥梁下部结构高度变化不规则，刚度分配不均匀；
- △ 场地条件比较好，预期地面运动特性具有较高的卓越频率；

▲ 不宜采用减隔震设计的条件

- △ 地震作用下，场地可能失效；
- △ 下部结构刚度小，桥梁的基本周期比较长；
- △ 位于软弱场地，延长周期可能引起地基和桥梁共振；
- △ 支座中可能出现负反力。

▲ 其它要求

减隔震设计的桥梁，应满足正常使用条件的要求。相邻上部结构之间须在桥台、桥墩等处设置足够的间隙，以满足位移需求。
减隔震设计的桥梁，其基本周期原则上应为不采用减隔震装置时基本周期的两倍以上。

桥梁抗震与减隔震设计

主讲：李龙安

第四部分 桥梁减隔震设计

减隔震桥梁建模原则与分析方法

关键是减隔震装置的恢复力模型合理模拟

- ▲ 计算减隔震桥梁地震作用效应时，宜取全桥模型进行分析，并考虑伸缩装置、桩土相互作用等因素
- ▲ 减隔震桥梁抗震分析可采用反应谱法、动力时程法。一般情况下，宜采用非线性动力时程分析方法

桥梁抗震与减隔震设计

主讲：李龙安

第四部分 桥梁减隔震设计

性能要求与抗震验算

B2地震作用下减隔震装置进入弹塑性工作，桥梁结构其他部件基本在弹性范围工作

减隔震装置验算

- ▲ 对于橡胶型减隔震装置，在B1地震作用下产生的剪切应变应小于100%，在B2地震作用下产生的剪切应变应小于250%，并验算其稳定性；
 - ▲ 非橡胶型减隔震装置，应根据具体的产品指标进行验算；
- 应对减隔震装置在正常使用条件下的性能进行验算

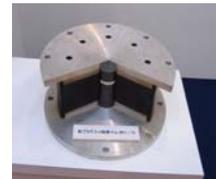
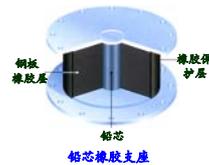
桥梁抗震与减隔震设计

主讲：李龙安

第四部分 桥梁减隔震设计

减隔震装置

整体型减隔震装置——铅芯橡胶支座



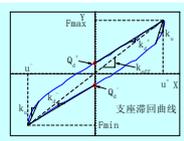
分层橡胶支座中插入铅芯而形成的隔震装置。
铅芯：提供地震下的耗能能力和静力荷载下所需刚度(初始剪切刚度G约130MPa)

桥梁抗震与减隔震设计

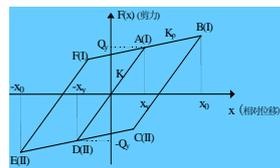
主讲：李龙安

第四部分 桥梁减隔震设计

铅芯橡胶支座的滞回曲线和恢复力模型：



铅芯橡胶支座滞回曲线



双线性恢复力模型

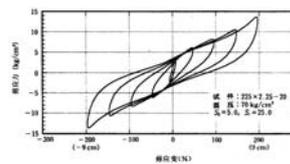
桥梁抗震与减隔震设计

主讲：李龙安

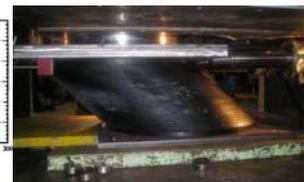
第四部分 桥梁减隔震设计

高阻尼橡胶支座

- ▲ 采用特殊配制的橡胶材料制作，形状及构造与天然橡胶支座相同。橡胶材料粘性大，自身可以吸收能量。
- 滞回环的面积较大，恢复力模型可采用修正双线性模型。



高阻尼橡胶支座滞回曲线



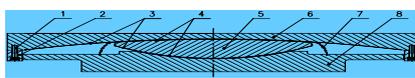
高阻尼橡胶支座的试验

桥梁抗震与减隔震设计

主讲：李龙安

第四部分 桥梁减隔震设计

双曲面球形隔震支座



- 1 抗剪螺栓
- 2 限位装置
- 3 球面不锈钢滑板(凹面层)
- 4 四氟滑板
- 5 中座板(滑块)
- 6 上座板(凹面盘)
- 7 防尘密封装置
- 8 下座板(滑块凹槽)

双曲面球形减隔震支座结构示意图

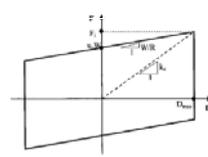


双曲面球形减隔震支座实物图

桥梁抗震与减隔震设计 **主讲: 李龙安**

第四部分 桥梁减隔震设计

双曲面隔震支座滞回模型



恢复力 $F = \frac{W}{R}D + \mu W$

等效刚度 $K_{eff} = \frac{W}{R} + \mu \frac{W}{D}$

双曲面支座的周期 $T = 2\pi \left(\frac{R}{g}\right)^{1/2}$

双曲面支座的刚度 $K_k = \frac{W}{R}$

等效阻尼 $\beta_{eff} = \frac{4\mu WD}{2\pi \left[\left(\frac{W}{R}\right)D + \mu W\right]D} = \frac{2\mu}{\pi(\mu + D/R)}$

两个重要参数
 μ - 动摩擦系数
 R - 曲率半径

D - 设计位移
 W - 竖向荷载

桥梁抗震与减隔震设计 **主讲: 李龙安**

第四部分 桥梁减隔震设计

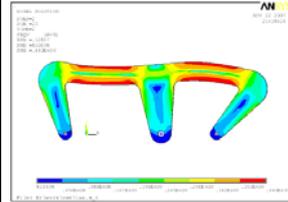
E钢阻尼器的产品



桥梁抗震与减隔震设计 **主讲: 李龙安**

第四部分 桥梁减隔震设计

E钢阻尼器的耗能分析



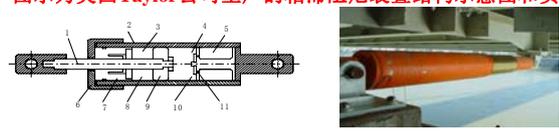
E钢阻尼器的安装



桥梁抗震与减隔震设计 **主讲: 李龙安**

第四部分 桥梁减隔震设计

图示为美国Taylor公司生产的粘滞阻尼装置结构示意图和实物图



1. 活塞杆, 2. 油缸,
3. 4. 可压缩硅油,
5. 蓄电池, 6. 密封圈,
7. 高强度缩醛树脂, 8. 室A,
9. 带阻尼孔活塞, 10. 室B,
11. 控制阀。

桥梁抗震与减隔震设计 **主讲: 李龙安**

第四部分 桥梁减隔震设计

液体粘滞阻尼器

$F = C_n \dot{X}^n$

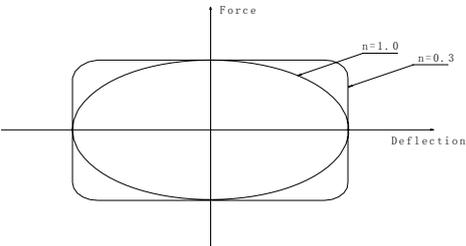
阻尼力
阻尼系数
速度指数

主要指标	阻尼力、最大冲程
关键参数	阻尼系数、速度指数

桥梁抗震与减隔震设计 **主讲: 李龙安**

第四部分 桥梁减隔震设计

- n=0.3 和 n=1时两种粘滞阻尼器的滞回曲线的比较



Force

Deflection

n=1.0

n=0.3

桥梁抗震与减隔震设计 主讲：李龙安

第四部分 桥梁减隔震设计

用于结构的阻尼器的参数有多个，下表给出了单个阻尼器的主要参数。

参数	符号
阻尼力与速度的函数关系	$F = CV^n$
阻尼指数	n
阻尼系数	C
最大反应速度	V_{max}
最大阻尼力	F_{max}
最大位移	A_{max}
阻尼器水平转动角度 (弧度)	θ

桥梁抗震与减隔震设计 主讲：李龙安

第四部分 桥梁减隔震设计

工程结构减隔震控制与传统抗震设计的对比

	传统抗震	减隔震控制	减隔震效果
理念	加强构件或设置性较	调整结构动力参数	有效、经济
途径	硬抗地震或延性设计	以柔克刚 (减、隔震)	合理
设计方法	强度、刚度验算	反应控制	全面
保护对象	结构	结构及连接点	安全

桥梁抗震与减隔震设计 主讲：李龙安

第四部分 桥梁减隔震设计

工程结构减隔震控制的基本原理

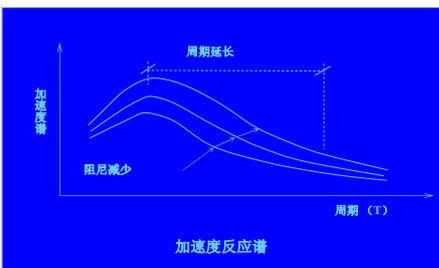
$$M \ddot{X} + C \dot{X} + KX = P(t)$$

		$T=2\pi (M/K)^{0.5}$		C	P(t)
		M	K		
被动控制	铅芯橡胶支座(LRB)		改变	改变	
	液体粘滞阻尼器			改变	
	摩擦摆动支座(FPB)		改变	改变	
	调谐质量阻尼器 (TMD)	改变	改变	改变	
主动控制			改变	改变	改变

桥梁抗震与减隔震设计 主讲：李龙安

第四部分 桥梁减隔震设计

桥梁减隔震设计基本原理



加速度谱

周期 (T)

加速度反应谱

周期延长

阻尼减少

桥梁抗震与减隔震设计 主讲：李龙安

第五部分 总结与展望

近几年国内外发生的大地震震级大、影响范围广、破坏性强，仅2014年在云南就发生了5次破坏性地震。本讲座通过对大地震造成的公路桥梁震害进行分析，为桥梁工程的震后恢复重建及抗震性能的提高，特总结如下：

(1) 桥梁的不同设计阶段具有不同的抗震要求。

- 工可研究阶段的抗震设计应以概念设计为主，计算和构造设计为辅；
- 初设阶段的抗震设计应以计算设计为主，构造设计为辅；
- 施工图设计阶段的抗震设计则主要以构造设计为主，计算设计为辅。

(2) 重视桥梁结构的抗震概念设计。

- 桥址场地的选择，应依据桥址处的地质和地形条件，应避免地震时次生灾害对桥梁的破坏，基础应建在岩石或坚硬的冲积土层上。
- 注意桥轴线的方向，同时，山区桥梁的桥轴线尽量取直避弯，选用曲线桥梁，其跨度不宜过大，桥面能连续不要简支，桥墩不宜采用单柱式，桥台处不宜设平曲线。

桥梁抗震与减隔震设计 主讲：李龙安

第五部分 总结与展望

(3) 重视抗震构造设计。

施工图设计阶段的抗震设防主要是上部结构要加强防落梁措施，可以采用加大挡块厚度（一定要适中），且在挡块与梁体之间设缓冲橡胶垫块；对于连续梁的下部结构，要重视一联中矮墩的设计；加强桥墩、桩基础的箍筋设计；应重视桥梁刚度突变处的构造设计。

(4) 高度重视抗震计算的精确性。

由于地震的不确定性和复杂性，导致桥梁结构抗震计算的失真。桥梁结构的抗震计算严格来说是近似仿真计算，与实际的地震有一定的差距，应高度重视其计算的准确性。

在当前的形势下，桥梁结构的抗震计算设计与抗震概念设计、抗震体系设计和抗震构造设计相比较，后者三者更重要。

(5) 重视桥墩及其基础的延性设计

结构抗震设计方法正从传统的强度理论向延性抗震理论过渡，进行结构的延性抗震设计，是减轻桥梁震害的有效途径之一，如何处理塑性变形能力与损伤之间的矛盾是进行延性设计的关键。

桥梁抗震与减隔震设计

主讲：李龙安

第五部分 总结与展望

(6) 改变传统的“抗震设计”理念，树立“减隔震设计”的思想，这对重要桥梁和特殊桥梁更有意义。

减隔震设计的方法，是广大研究人员一直在追求的一种既经济又可靠的抗震措施。减隔震措施（基础隔震和阻尼耗能技术）使结构不受损伤或减小损伤。

桥梁抗震与减隔震设计

主讲：李龙安

第五部分 总结与展望

未来抗震与减震技术的发展趋势

(1) 要考虑突发强地震（类似于日本9级地震）下的结构安全。

(2) 重视结构性能智能控制（合理性，有效性，安全性，经济性）。

(3) 加强桥梁结构抗震计算的精确性（以SAP2000为代表的相关软件商正在研发中）。

(4) 未来桥梁结构的设计趋势：

★抗震结构 仍为主流结构，但有时难满足要求；

★隔震，消能减震结构将逐步成为主流结构之一；

★智能控制结构 主要用于抗风，兼用于抗震。

桥梁抗震与减隔震设计

主讲：李龙安

谢 谢 大 家 ！

2014年10月23日

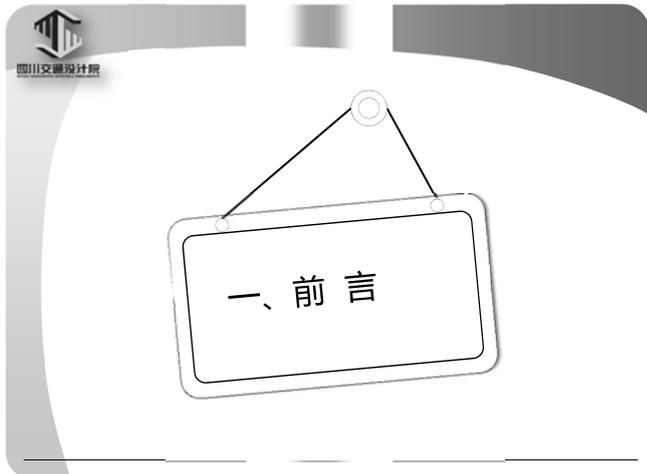
桥梁抗震与减隔震设计

主讲：李龙安



报告内容

- 1 前言
- 2 项目概况
- 3 建立模型
- 4 分析过程
- 5 结论



一、前言

SAP2000在桥梁抗震分析中的应用特点

- 界面**：界面直观、简洁，易于操作
- 非线性单元**：隔震单元、阻尼单元、缝单元、钩单元等

双轴剪切变形滞回耗能特性

$$f = cd^n$$

$$f = \begin{cases} k(d + open) \\ 0 \end{cases}$$

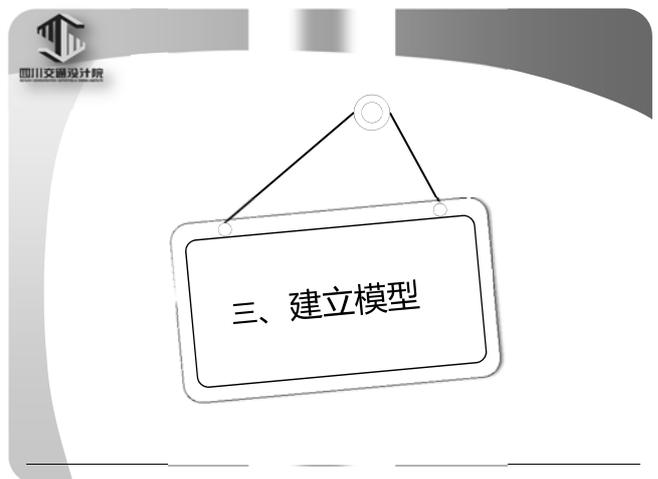
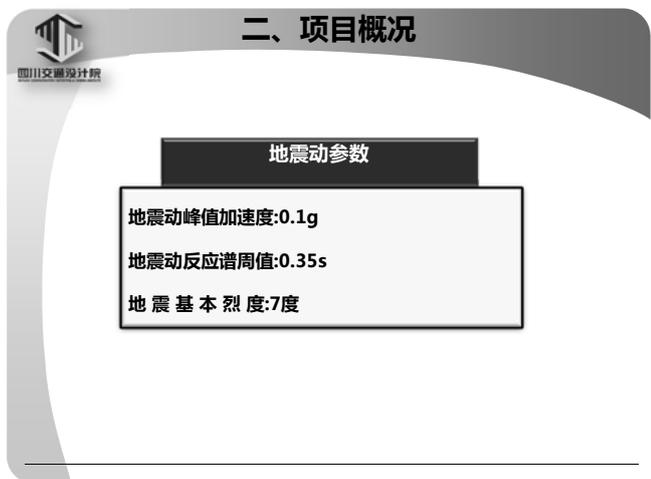
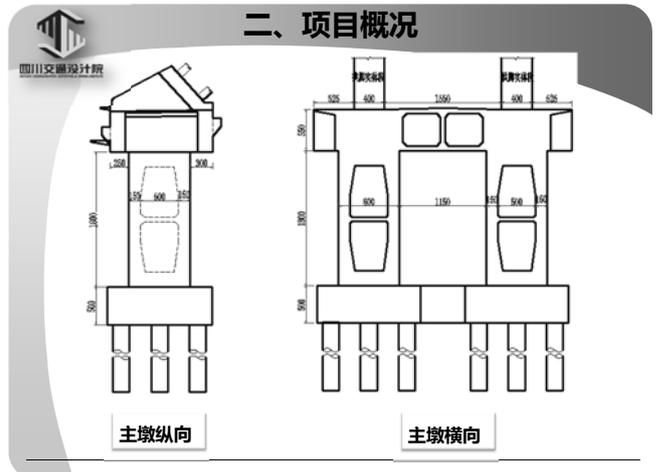
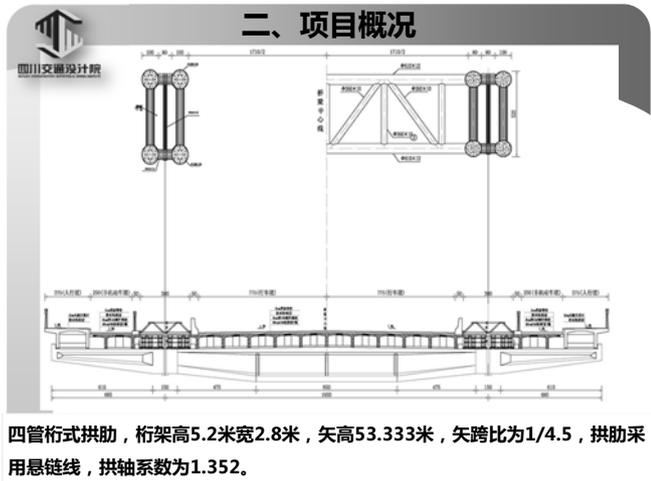
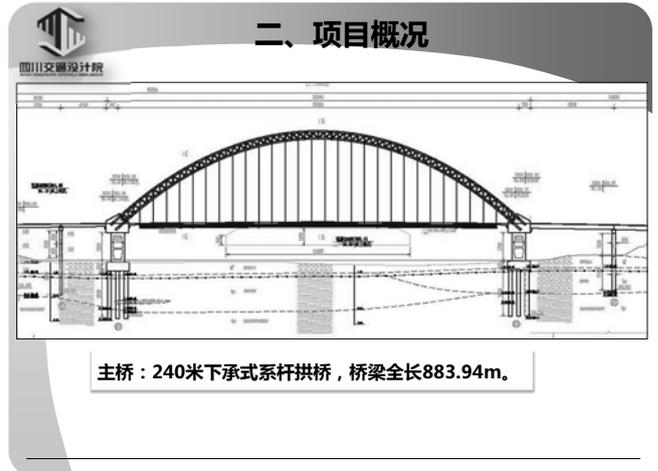
$$f = \begin{cases} k(d - open) \\ 0 \end{cases}$$

一、前言

SAP2000在桥梁抗震分析中的应用特点

- 塑性铰**：延性构件 \Rightarrow
- 分析功能**：非线性静力分析、动力分析；稳定分析等



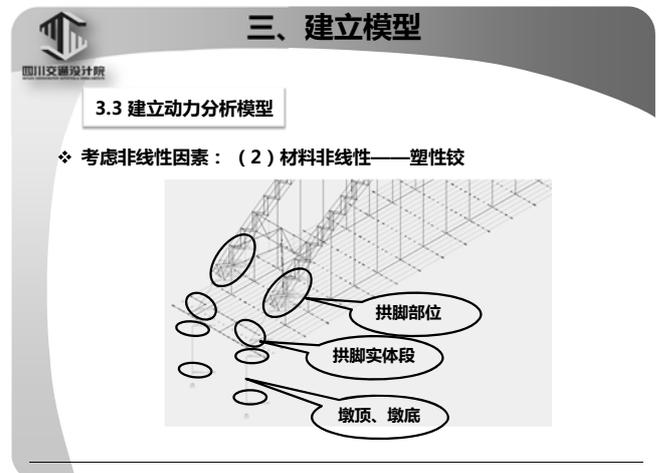
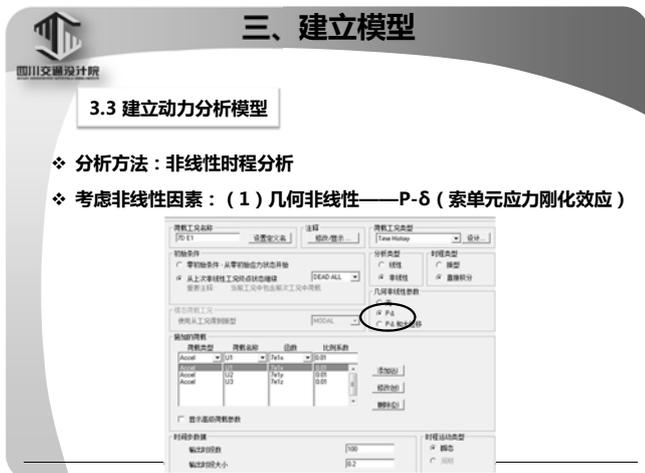
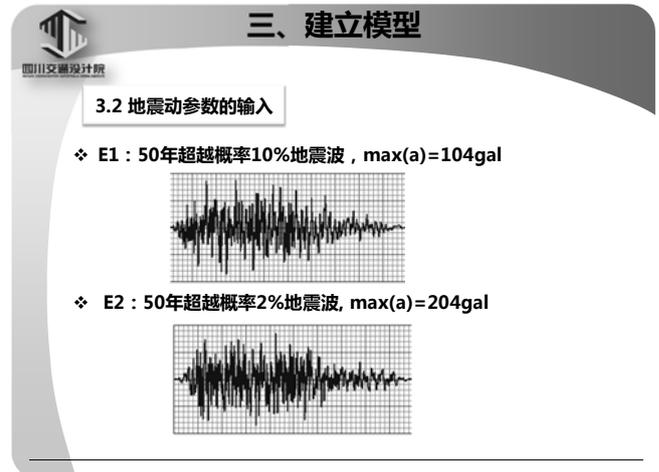
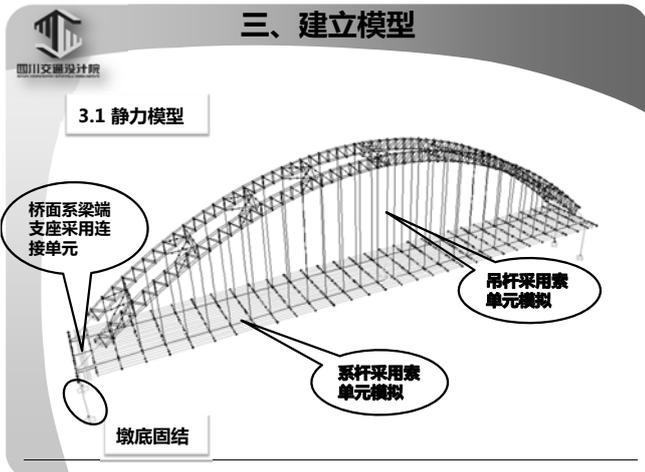


三、建立模型

桥梁抗震设防类别	设防目标	
	B1地震作用	B2地震作用
A类	一般不受损坏或不需修复可继续使用。	可发生局部轻微损伤，不需修复或经简单修复可继续使用。
B类	一般不受损坏或不需修复可继续使用。	应保证不致倒塌或产生严重结构损伤，经临时加固后可供维持紧急交通使用。
C类	一般不受损坏或不需修复可继续使用。	应保证不致倒塌或产生严重结构损伤，经临时加固后可供维持紧急交通使用。
D类	一般不受损坏或不需修复可继续使用。	

拱肋、桥墩保持弹性

拱肋保持弹性，桥墩可刚进入屈服，不影响使用



三、建立模型

3.3 建立动力分析模型

❖ 考虑非线性因素：(2) 材料非线性——塑性铰

拱脚单元M-Φ曲线

$M_y=39706\text{KN}\cdot\text{m}$ $\Phi_y=0.019$

三、建立模型

3.3 建立动力分析模型

❖ 考虑非线性因素：(2) 材料非线性——塑性铰

拱脚实体单元M-Φ曲线

$M_y=284486\text{KN}\cdot\text{m}$ $\Phi_y=0.017$

三、建立模型

3.3 建立动力分析模型

❖ 考虑非线性因素：(2) 材料非线性——塑性铰

桥墩单元M-Φ曲线

$M_y=781533\text{KN}\cdot\text{m}$ $\Phi_y=0.008$

三、建立模型

3.3 建立动力分析模型

❖ 积分方式

(1) 模态积分：对于非线性分析，只能考虑边界及连接单元的非线性

(2) 直接积分：可考虑几何、材料、边界、连接单元等四种非线性

三、建立模型

3.3 建立动力分析模型

非线性时程分析工况

四、分析过程

四、分析过程

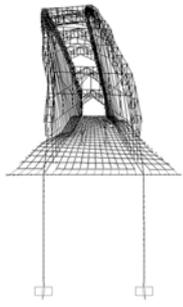
4.1 模态分析

第一阶振型	桥面系横漂	 T=5.33s
第二阶振型	桥面系纵漂	 T=4.76s
第三阶振型	桥面系扭转	 T=2.94s

四、分析过程

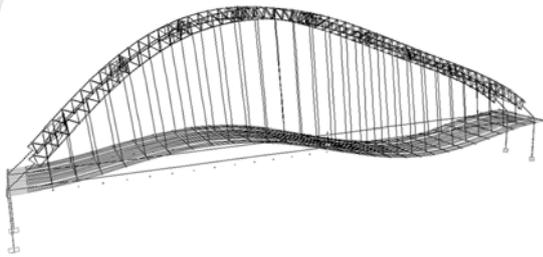
4.1 模态分析

第四阶振型 横弯 T=2.79s



四、分析过程

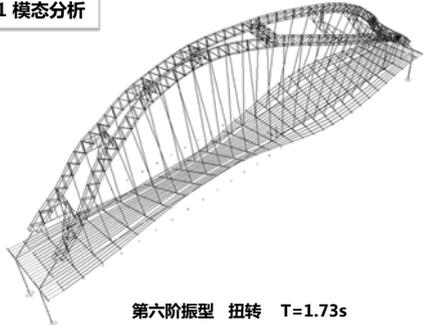
4.1 模态分析



第五阶振型 纵弯 T=1.95s

四、分析过程

4.1 模态分析

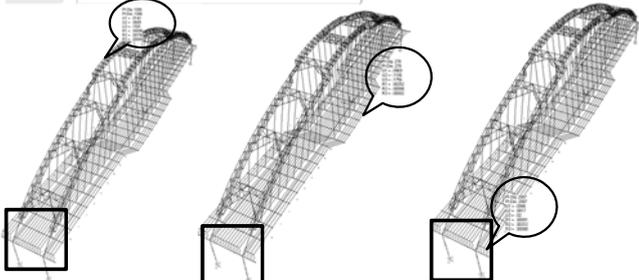


第六阶振型 扭转 T=1.73s

模态分析表明，桥面系与主体结构联系较弱；面外刚度较小。

四、分析过程

4.2 非线性时程分析——E1工况



位移包络结果表明，E1作用下结构保持弹性，拱圈纵向位移较小，拱顶面外位移6.7cm，桥面系纵向位移9.9cm，跨中横向位移11cm。

四、分析过程

4.2 非线性时程分析——E2工况

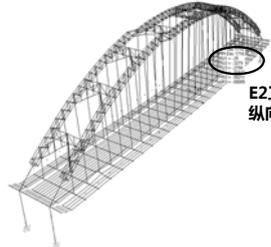


单元位置	内力(KN-m)	屈服弯矩 (KN-m)
拱脚	2461	39706
拱脚实体段	35426	284486
墩底	57284	781533

E2工况下，主要受力构件依旧保持弹性。

四、分析过程

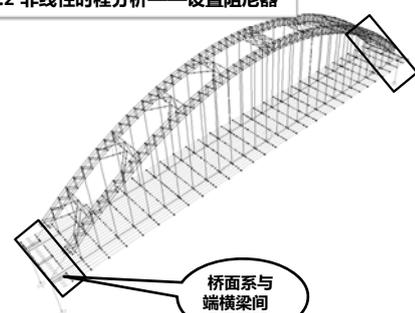
4.2 非线性时程分析——E2工况



E2工况下，桥面系纵横向位移均较大，纵向达25cm，横向达32.8cm。

四、分析过程

4.2 非线性时程分析——设置阻尼器



桥面系与端横梁间设阻尼器

四、分析过程

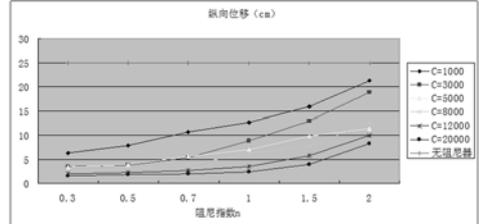
4.2 非线性时程分析——阻尼器参数分析

$$F = Cd^n$$

阻尼系数C (KN·S/m)	速度指数n
1000	0.3
3000	0.5
5000	0.7
8000	1.0
12000	1.5
16000	2
20000	-

四、分析过程

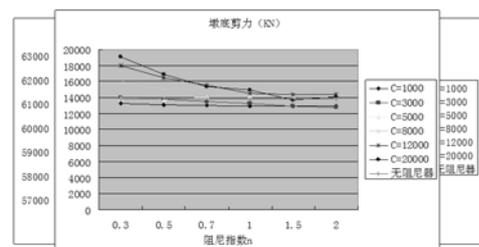
4.2 非线性时程分析——阻尼器参数分析



桥面系位移——阻尼参数关系图

四、分析过程

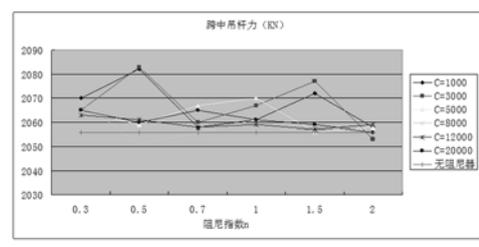
4.2 非线性时程分析——阻尼器参数分析



墩底内力——阻尼参数关系图

四、分析过程

4.2 非线性时程分析——阻尼器参数分析



跨中吊杆内力——阻尼参数关系图

四、分析过程

4.2 非线性时程分析——阻尼器参数分析

端部吊杆力——阻尼参数关系图

四、分析过程

4.3 按08细则验算E2作用下结构抗震性能

抗震计算结果取7组地震波计算结果平均值进行验算：

- 1、能力保护构件强度验算——E2作用下结构保持弹性，单元内力取计算结果；
- 2、伸缩缝变形能力验算
- 3、支座验算
- 4、挡块验算

五、结论

五、结论

- 一、通过设置阻尼器，有效减小地震作用下结构纵向位移
- 二、系杆拱桥比梁式桥轻得多，地震作用上传给下部结构地震力较小，适用于地质条件差的区域。

五、结论

- 三、SAP2000在桥梁抗震分析中计算高效、结果可靠。
- 四、系杆拱桥面外刚度较小，如何有效提高面外刚度值得研究。

Thank You !



轨道交通中桥梁抗震设计探讨

刘彦明
 中铁第一勘察设计院集团有限公司
 2014年10月

汇报提纲

- 一、铁一院简单介绍
- 二、抗震设计规范及目标
- 三、常规简支梁抗震设计
- 四、长联大跨连续梁抗震设计
- 五、探讨问题

一、铁一院的介绍

一、铁一院介绍

铁一院创建于1953年，是我国第一批大型综合铁路勘察设计单位。先后荣获国家和省部级奖项700余项，其中“国家科技进步特等奖”3项、“国家科技进步一等奖”2项、国家勘察设计金奖7项，主编各类国家标准、规范和标准图400余项。

现有员工3900余人，拥有中共中央候补委员1人、中国工程院院士1名，先后培养全国工程勘察设计大师6人，拥有国家各类职业执业资格人员900余人。

一、铁一院介绍

世界第一条的高原冻土铁路-青藏铁路

一、铁一院介绍

世界上首条穿越高寒地区的高速铁路-哈大高铁



一、铁一院介绍



我国第一条湿陷性黄土地区修建的高速铁路-郑西高铁



一、铁一院介绍



中国公路隧道之最-包茂高速公路秦岭终南山特长隧道



一、铁一院介绍



工程规模居亚洲第一的上海沪青平立交枢纽-荣获白玉兰奖



二、抗震设计规范及目标



采用规范:

《铁路工程抗震设计规范》(GB50111-2006) (2009年版)
(铁一院主编)

参考规范:

- 1) 《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)
- 2) 《城市桥梁抗震设计规范》(CJJ166-2011)
- 3) 《公路工程抗震规范》(JTG B02-2013)
《公路桥梁抗震设计细则》(JTG B02-01)
- 4) 《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB 50909-2014)
2014-3-31 发布, 2014-12-1 实施。
- 5) 《市政公用设施抗震设防专项论证技术要点(城镇桥梁工程篇)》



2.1 抗震设防类别:

根据工程的重要性和修复(抢修)的难易程度, 分为A、B、C、D类四个抗震设防类别。

《地铁设计规范》:

10.3.18条 地震力的作用, 应按现行国家标准《铁路工程抗震设计规范》GB50111的有关规定计算, 跨越大江大河技术复杂修复困难的特殊结构桥梁应属A类工程, 其他桥梁应属B类工程。

10.4.4 桥墩抗震设计时, 盖梁、结点和基础应作为能力保护构件, 按能力保护原则设计。





2.1 工程的重要性系数 (表3.0.1B-1)

工程类别	多遇地震	设计地震	罕遇地震
A类	-	-	-
B类	1.5	1.0	1.0
C类	1.1	1.0	1.0
D类	1.0	1.0	1.0



2.2 抗震设防目标及方法

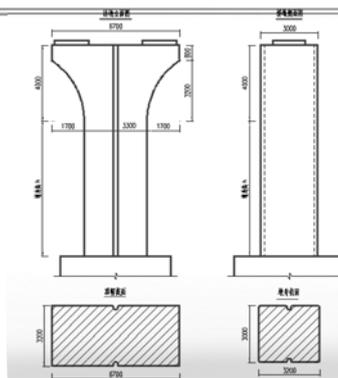
地震动水准	多遇地震	设计地震	罕遇地震
构筑物	桥梁	桥梁上下部结构连接构造	采用钢筋混凝土桥梁的桥梁
抗震设防目标	达到抗震性能要求I	达到抗震性能要求II	达到抗震性能要求III
分析方法	B、C类桥梁及新结构桥梁：反应谱法或时程反应分析法	采用静力法；连续梁支座可采用反应谱法	简支梁钢筋混凝土桥墩采用延性设计的简化方法；B类桥梁及新结构桥梁：采用非线性时程反应分析法

- 1、桥梁上、下部结构连接构造含防止落梁、抗震挡块等措施。
- 2、采用减隔震设计的桥梁不适用本表规定。
- 3、采用延性设计的钢筋混凝土桥墩，其支座应按罕遇地震进行验算。



三、常规简支梁抗震设计

三、常规简支梁抗震设计



工程实例：
墩高H=26m，纵横向尺寸
分别为3.2m×3.8m



设计方法：1.能力保护设计 2.减隔震支座



3.1 能力保护设计

1) 桥墩延性计算

根据《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01-2008) 和《铁路工程抗震设计规范》(GB50111-2006) 分别进行桥墩延性设计，桥墩墩身截面配筋率不小于0.5%、不大于4%。

墩高26m桥墩延性计算结果 单位:kN、m、rad

序号	方向	层间弯矩	层间剪力	罕遇弯矩	罕遇剪力	允许位移		铁路规范	
						最大位移	允许位移	位移延性比	容许值
1	顺桥向	60700	0.001035	50361	0.036	0.198	1.174	1.68	4.8
2	横桥向	72000	0.000890	50125	0.036	0.150	1.145	1.87	4.8





1)桥墩抗剪能力保护设计

根据《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01-2008) 7.3.4条的要求进行桥墩抗剪强度验算。

墩高26m顺桥向抗剪验算结果

弯矩值MZCX(kN-M)	69799
桥墩净高度, Hn (cm)	26
桥墩正截面抗弯承载力系数, η_0	1.2
同一截面上箍筋总面积, AK(cm ²)	114.0
箍筋抗拉强度设计值fyh (Mpa)	280
箍筋间距Sk(cm)	10
沿计算方向墩柱宽度b(cm)	380
混凝土抗压强度标准值fc (Mpa)	23.4
核心混凝土面积Ae (cm ²)	111325
箍筋提供的抗剪能力VS (kN)	29136.8
混凝土抗剪能力	1000.2
抗剪强度折减系数 ϕ	0.85
剪力设计值VCD(kN)	2801.5
斜截面抗剪强度V(kN)	31721
是否满足VCD<SV	满足



2)桩基能力保护设计

根据《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01-2008) 第7.3.5条进行桥墩桩基的能力保护计算。桩基能力保护设计时, 桩基除了出现偏心受压, 也有可能出现偏心受拉的情况, 分别取两种受力情况最不利内力组合进行验算。

墩高26m桩基顺桥向压弯计算

截面弯矩	513
截面轴力	5401
配筋率	0.012
桩径	1.25
弯矩承载力	3812
轴力承载力	20499

墩高26m桩基顺桥向拉弯计算

截面弯矩	300
截面轴力	1792
配筋率	0.012
桩径	1.25
Nu0	5890
Mu	2901
1/(1/Nu0+ e0/Mu)	4396



3)支座能力保护设计

根据《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01-2008) 第6.8.2条计算桥墩墩顶剪力, 验算支座。保证支座在罕遇地震作用下不会破坏, 以达到能力保护的设计目标。



4)构造措施

1.纵向钢筋的配筋率: 桥墩中纵向钢筋含量对桥墩的延性有一定的影响; 延性桥墩中纵向钢筋配筋率的规定: 要求不少于0.5%, 不大于4%; 为了能提供更好的约束效果, 纵筋之间的最大间距不得超过20cm。

2.横向箍筋配置: 横向箍筋在延性桥墩中有二个重要作用: ①约束塑性较区混凝土, 提供抗剪能力; ②防止纵向钢筋屈服, 桥墩箍筋加密区段的箍筋间距不大于10cm, 直径不小于10mm, 顺桥向和横桥向的体积配筋率均不低于0.25%。桥墩加密区段的位置布置在墩柱底部, 其布置高度取弯曲方向横截面尺寸的2倍。

3.钢筋的锚固与搭接: 纵向钢筋不应在塑性较区内搭接, 箍筋接头必须焊接; 螺旋箍筋接头必须采用焊接, 矩形箍筋应有135度弯钩, 并伸入核心混凝土之内。



3.2 减隔震支座

1)采用方法

设计采用双曲面球形减隔震支座, 当地震发生且支座所受水平力超过支座设计水平承载力时, 支座限位装置剪断, 支座水平限位约束解除, 大半径球面摩擦副即可在水平方向滑移, 延长结构周期, 有效降低传递到结构上的地震力和能量。



3)计算思路

根据双曲面球形减隔震支座的减隔震工作原理: 当地震作用超过多遇地震时, 支座限位装置剪断, 达到减隔震的效果。

根据多遇地震水平地震力, 反算支座需要承担地震水平力与支座吨位的比值。通过计算, 采用支座吨位20%的水平地震力并且考虑墩身自重产生的水平地震力验算桥墩及桩基础, 保证桥墩及桩基础处于弹性状态。

4)计算结果(略)





3.3 能力保护与减隔震支座对比

针对本工程实例，对比能力保护与减隔震支座对比两种方案的优缺点。



1)经济对比

1.采用能力保护方案的支座吨位比采用减隔震支座的方案大一倍左右。

2.采用减隔震支座的方案墩身配筋与采用能力保护方案的墩身配筋率基本相同；但桩基配筋率低于采用能力保护方案的桩基配筋率，能力保护方案桩基配筋率为12‰，减隔震支座方案桩基配筋率为8‰；采用减隔震支座的方案承台钢筋数量小于采用能力保护方案的承台钢筋数量；

可以看出，能力保护方案费用高于减隔震支座方案。



2)震后维修对比

1.能力保护方案破坏位置位于桥墩底部，形成塑性铰后，桥墩很难修复；减隔震支座方案破坏位置位于支座的限位装置处销钉，修复时只需要更换销钉。



3)计算思路对比

能力保护的设计方法，设计思路清晰，结构破坏位置明确；相对而言，采用减隔震支座的设计方法，目前理论尚不能完全正确计算地震力大小。且减隔震支座减隔震效果是否能达到理论效果，尚需要时间和工程实例的检验。



四、长联大跨连续梁抗震设计



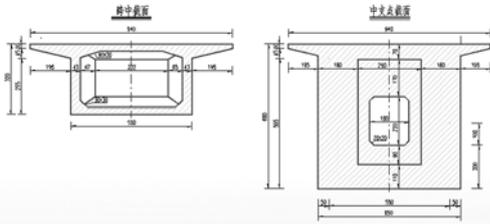
1、桥型方案选择

线路跨越渭河主河槽处，水流平缓，线路与河槽基本正交。根据黄委会批复意见，从设计、施工、景观效果及后期的养护维修等方面综合考虑，本次设计采用(50+8×100+50)m连续梁。





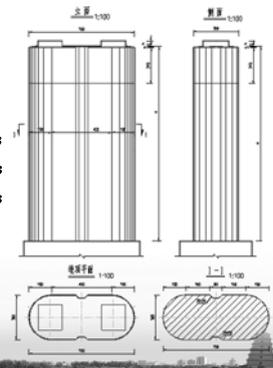
2、梁部构造



3、桥墩构造

桥墩采用圆端形实心截面。

H≤15m采用3.0*7.0m圆端形桥墩；
H>15m采用3.4*7.0m圆端形桥墩；
固定墩采用3.4*7.0m圆端形桥墩；



4、抗震设计

设计思路及采用方法

该桥位于8度区，地震烈度高，联长900m，且墩高较低(12~20m)，根据地震安评报告，桥址区在多遇地震、设计地震、罕遇地震下的特征周期分别为0.53s、0.65s、0.92s，结构的地震效应显著，采用常规的强度设计(“硬抗”)或延性设计理论均不能满足设计要求。结合场地与结构自身特性，拟采用摩擦摆减隔震支座+粘滞阻尼器组合的减隔震措施。

多遇地震作用下，固定墩承受地震力并保证固定支座限位装置不被剪断，地震效应超过多遇地震时，固定支座限位装置剪断，阻尼器与摩擦摆支座均发挥作用，粘滞阻尼器耗散地震能量，摩擦摆支座起隔震与耗能作用，同时起使得结构震后回位的作用。

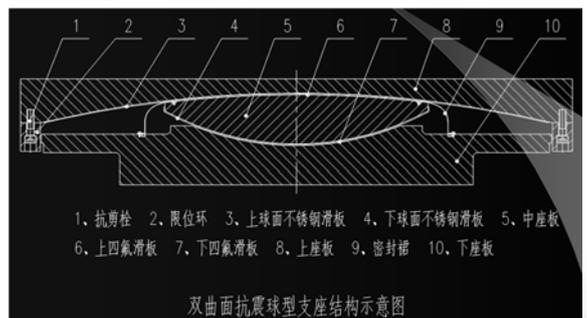
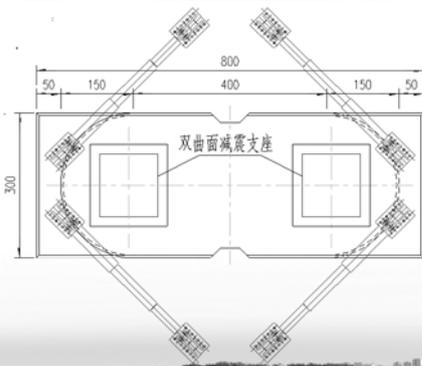
固定墩能够承受多遇地震效应，活动墩能够承受减隔震设施传递的地震效应，设计保证墩身处于弹性工作状态。

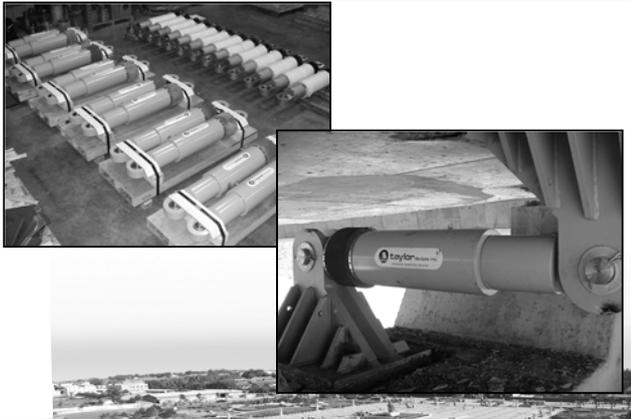


5、地震动选取

采用拟合基岩反应谱的三角级数迭加法合成场地基岩地震动时程，给出了50年超越概率63%、10%和2%三种设防概率水平的合成场地基岩地震动加速度时程，每种概率水平各给出了3条加速度时程，并提供了与之对应的反应谱特征值。

参数	50年超越概率		
	63%	10%	2%
峰值加速度 A_{max} (g)	0.071	0.211	0.388
场地特征周期 T_g (s)	0.53	0.65	0.92
动力放大系数 β_{max}	2.5	2.5	2.5





7 计算结果

(1)多遇地震计算

固定墩采用3.4×7.0m圆端形实心截面，墩身采用C45混凝土，钢筋采用HRB400，竖向钢筋按照2股Φ32@13cm布置，纵向配筋率10.0%。

验算荷载工况	轴力 (kN)	弯矩 (kN·m)	配筋率 (%)	混凝土 压应力 (MPa)	钢筋拉应力 (MPa)
主力·纵震无车·固定墩	43015	130984	10.0	19.20	298.5



(2)罕遇地震计算

减隔震理念设计理念是通过调整减隔震装置的参数，使结构在罕遇地震下结构处于弹性状态，并且结构的位移反应能在可控范围之内。本结构初步给定的控制目标是，罕遇地震下结构纵横向墩梁最大相对位移控制在±30cm之内，桥墩及基础处于弹性状态。

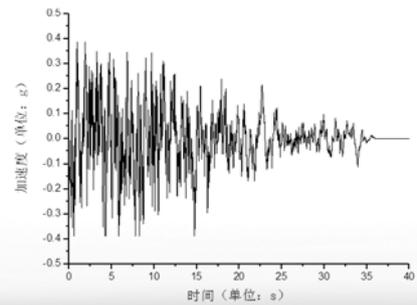
计算发现，墩梁最大相对位移一定时，墩顶水平力基本为定值，即减隔震支座与阻尼器的输出力的合力为一定值。由于减隔震支座与阻尼器同时发挥作用，可通过调整双曲面减隔震支座与阻尼器的参数，使得墩梁最大相对位移在给定的控制目标内。

综合考虑减隔震效果、厂家制作工艺要求及减隔震装置的布置空间，每个主墩设置四个粘滞阻尼器与两个减隔震支座，粘滞阻尼器速度的指数 α 取常用的0.3，阻尼系数C取1500kN，阻尼器吨位为120t，为能同时控制罕遇地震下结构纵横向的最大位移，阻尼器与纵桥向成45°角布置；减隔震支座的等效曲面半径取3.5m，摩擦系数取0.03。

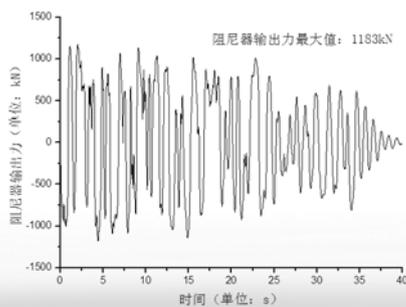
采用上述参数的减隔震措施后，罕遇地震下，墩梁位最大纵、横向位移可控制在30cm之内。



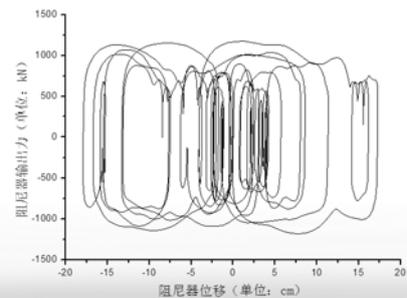
水平地震动时程曲线 (2%)



固定墩墩顶顺桥地震下阻尼器输出力

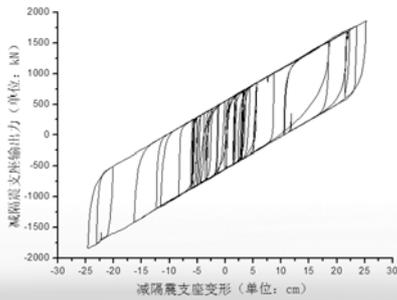


顺桥地震下固定墩墩顶阻尼器 力-位移曲线





顺桥地震下固定墩减隔震支座 力-变形曲线



活动主墩计算结果

H≤15m活动主墩采用3.0×7.0m圆端形实心截面，墩身采用C45混凝土，钢筋采用HRB400，竖向钢筋按照1肢Φ32@12cm布置，纵向配筋率5.9%。

3.0×7.0m主墩计算结果

验算荷载工况	轴力 (kN)	弯矩 (kN*m)	配筋	配筋率 (%)	混凝土压应力 (MPa)	钢筋拉应力 (MPa)
纵向罕遇地震	41571	84143	1Φ32@12	5.9	18.53	299.4



活动主墩计算结果

H>15m活动主墩采用3.4×7.0m圆端形实心截面，墩身采用C45混凝土，钢筋采用HRB400，竖向钢筋按照3肢Φ32@15cm布置，纵向配筋率12.9%。

3.4×7.0m主墩计算结果

验算荷载工况	轴力 (kN)	弯矩 (kN*m)	配筋	配筋率 (%)	混凝土压应力 (MPa)	钢筋拉应力 (MPa)
纵向罕遇地震	47167	156163	3Φ32@15	12.9	20.69	299.3



8、结论

采用摩擦摆减隔震支座+粘滞阻尼器组合的减隔震措施，能够保证墩身在多遇地震和罕遇地震于弹性工作状态。

采用120t粘滞阻尼器，阻尼器参数α取0.3，阻尼系数C取1500kN，阻尼器与纵桥向成45°角布置；减隔震支座的等效曲面半径取3.5m，摩擦系数取0.03，在罕遇地震下，能够将墩梁最大纵、横向位移控制在30cm之内。



五、探讨问题

五、探讨问题



5.1、采用《场地地震安全性评价》结果后，工程的重要性系数的选取。

5.2、采用减隔震措施后，支座限位装置剪力考虑。

5.3、地震力作用时，支座摩擦力的考虑。

5.4、弹性状态与基本弹性状态理解。

5.5、延性验算公式的认识。





5.1 工程的重要性系数（表3.0.1B-1）

工程类别	多遇地震	设计地震	罕遇地震
A类	-	-	-
B类	1.5	1.0	1.0
C类	1.1	1.0	1.0
D类	1.0	1.0	1.0

采用局部场地的地质安评报告，多遇地震是否还需要考虑1.5的重要性系数 ???



5.2、支座设计初始剪断力为 $0.15P$ ， P 为支座的竖向设计承载力。

隔震销控制隔震荷载



汇报结束
敬请各位提出宝贵意见
谢谢大家！

Thank You !



CSiBridge Features and Distinctions

Introduction for New CSiBridge Users

Robert Tovani, P.E., S.E.



Introduction to CSiBridge



1-1

Seminar Agenda

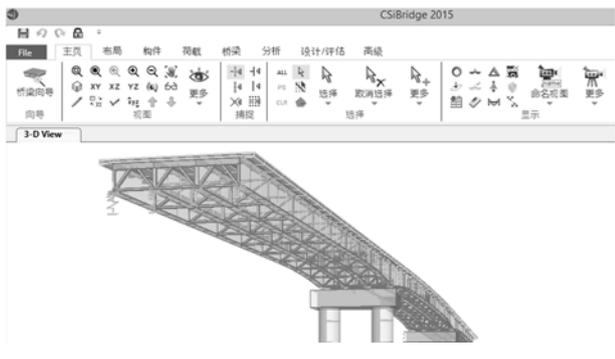
- I. Introduction to CSiBridge**
 - Parametric Bridge Modeling – Fast!
 - Examples of Projects from Around the World
 - Bridge Object Superstructure Deck Types
- II. CSiBridge Bridge Model Types**
 - Concrete Box and Multicell Box Girder bridges
 - Precast I and U-Girder Bridges
 - Haunch and Spliced Precast I-Girder Bridges
 - Steel I and U-Girder Bridges
 - Balanced Cantilever Segmental Bridges
 - Cable-Stayed Bridges
 - Suspension Bridges
- III. Advantages of CSiBridge**
 - Powerful Moving Load Analysis both Static and Dynamic
 - Dynamic Response Spectrum and Response-History Analysis
 - Automated Seismic Pushover Analysis
 - Soil-Structure Interaction Modeling
 - JTG04-D62 Design Code Checks
 - Create report using the Advanced Report Writer



Introduction to CSiBridge

1-2

New Chinese Version





Introduction to CSiBridge

1-3

Examples from Around the World: Chilean Bridge, Peru



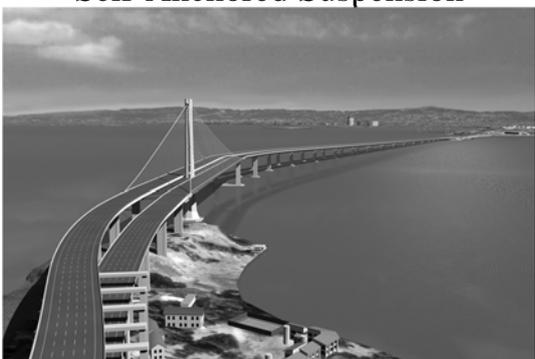


Introduction to CSiBridge



1-4

San Francisco-Oakland Bay Bridge Self-Anchored Suspension





Introduction to CSiBridge



1-5

Shen-Zhen Bridge (China)





Introduction to CSiBridge



1-6

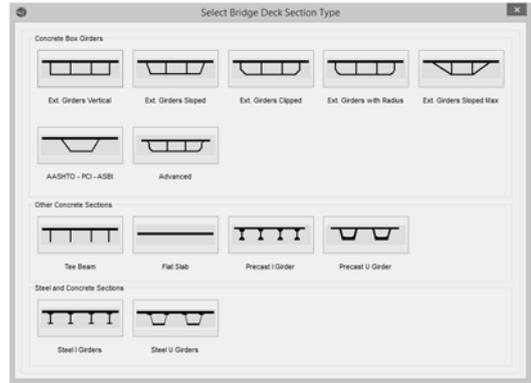
Panama Canal Second Crossing



Introduction to CSIBridge

TYLIN INTERNATIONAL
1-7

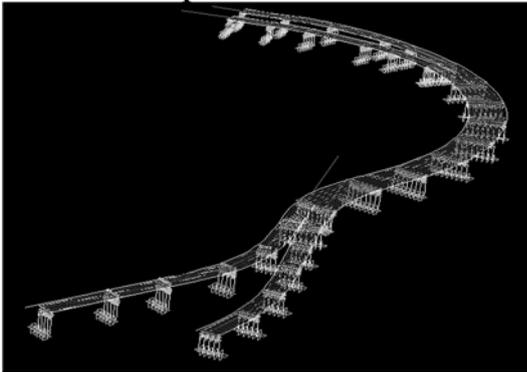
Superstructure Types



Introduction to CSIBridge

1-8

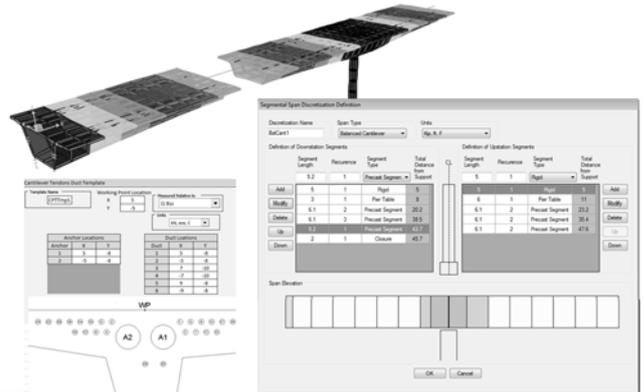
Complex Geometries



Introduction to CSIBridge

1-9

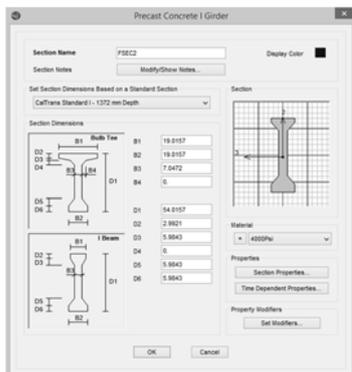
Segmental Bridge Modeling



Introduction to CSIBridge

1-10

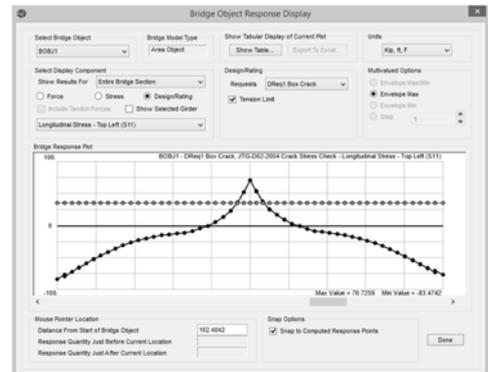
PC I-Girder Types



Introduction to CSIBridge

1-11

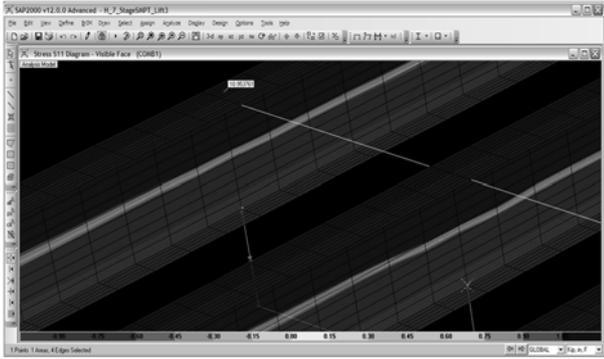
JTG04-D62 Code Checks



Introduction to CSIBridge

1-12

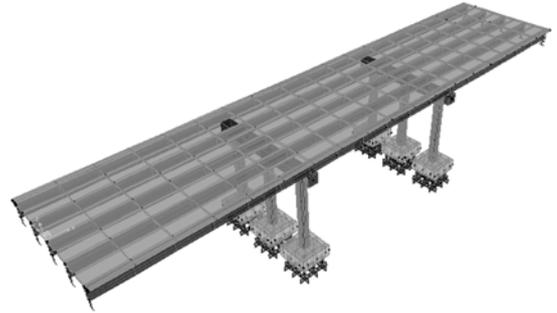
View of Girder Shell Stresses



Introduction to CSiBridge

1-13

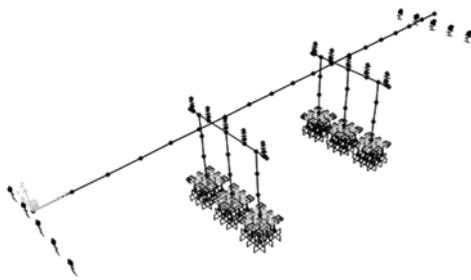
Full 3D-Bridge Modeling



Introduction to CSiBridge

1-14

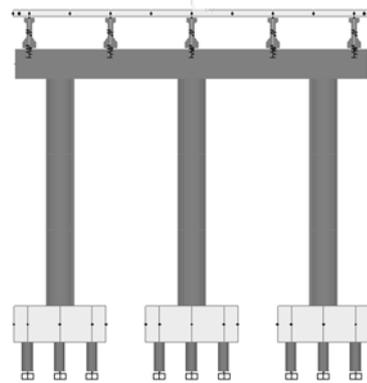
or Simple Line Object Model



Introduction to CSiBridge

1-15

Parametric Bridge Modeling Bent View



Introduction to CSiBridge

1-16

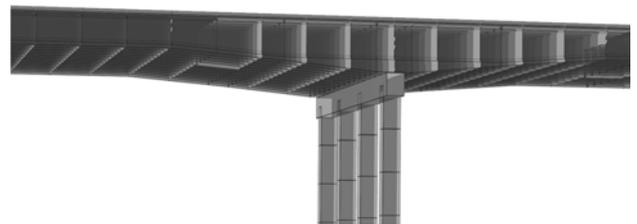
Precast I-Girder Bridges



Introduction to CSiBridge

1-17

Haunch Girder Example



Introduction to CSiBridge

1-18

Abutment Support Option

The diagram shows a cross-section of an abutment support. The software dialog box, titled 'Link/Support Property Data', includes the following fields and options:

- Link/Support Type: Rubber Isolator
- Property Name: UR1
- Property Notes: (empty)
- Total Mass and Weight:
 - Mass: 0
 - Weight: 0
 - Rotational Inertia 1: 0
 - Rotational Inertia 2: 0
 - Rotational Inertia 3: 0
- Factor: For Line, Area and Solid Springs: 1
- Property is Defined for This Length in a Line Spring: 1
- Property is Defined for This Area in Area and Solid Springs: 1
- Directional Properties:
 - Direction: U1, U2, U3, R1, R2, R3
 - Fixed: (checked for U1, U2, U3, R1, R2, R3)
 - NonLinear: (unchecked for all)
 - Properties: (Modifiable for U1, U2, U3, R1, R2, R3)
- P-Delta Parameters: (Advanced...)
- Buttons: OK, Cancel, Clear All

CSI Introduction to CSI Bridge 1-19

Triple Pendulum Bearing

The diagrams illustrate the cross-sections and motions of different bearing types:

- SINGLE PENDULUM BEARING CROSS SECTION
- SINGLE PENDULUM MOTION MAXIMUM CREDIBLE EARTHQUAKE
- TRIPLE PENDULUM BEARING CENTER POSITION
- INNER PENDULUM MOTION SERVICE LEVEL EARTHQUAKE
- LOWER PENDULUM MOTION DESIGN BASIS EARTHQUAKE
- UPPER PENDULUM MOTION MAXIMUM CREDIBLE EARTHQUAKE

COMPARISON OF BEARING SIZES AND RESPONSE TO EARTHQUAKE MOTIONS

CSI Introduction to CSI Bridge 1-20

JTG04-Truck and Lane Loading

The screenshot shows the '一般车辆数据' (General Vehicle Data) dialog box. It includes input fields for vehicle name, unit, and axle spacing. A table lists various loading options:

荷载	荷载类型	最小值	最大值	平均	平均	平均	荷载	荷载	荷载
		距离	距离	荷载	荷载类型	荷载	荷载	荷载类型	荷载
Leading Load	Infinite	0	0	Fixed Width	98.4252	6.7443	Two Points	79.8861	79.8861
Fixed Length	118.7432	0	0	Fixed Width	98.4252	28.9771	Two Points	79.8861	79.8861
Fixed Length	55.1151	0	0	Fixed Width	98.4252	25.9771	Two Points	79.8861	79.8861
Fixed Length	275.8958	0	0	Fixed Width	98.4252	31.4732	Two Points	79.8861	79.8861
Fixed Length	55.1151	0	0	Fixed Width	98.4252	31.4732	Two Points	79.8861	79.8861

CSI Introduction to CSI Bridge 1-21

Influence Surfaces

The image shows a 3D perspective view of a bridge structure with influence surfaces highlighted, representing the load distribution across the bridge deck.

CSI Introduction to CSI Bridge 1-22

Moving Vehicle Dynamic Analysis

The diagram illustrates a truck moving across a bridge deck, used for dynamic analysis of the structure's response to moving loads.

CSI Introduction to CSI Bridge 1-23

Nonlinear Analysis

The diagram shows a bridge structure under earthquake loading (EQ). It highlights the formation of plastic hinges at the base of the bridge piers, indicating nonlinear behavior.

CSI Introduction to CSI Bridge 1-24

Automated Pushover Analysis

1. Bridge Structural Interaction
2. Locate bridge geographically
3. Obtain seismic demand curve (response spectrum) from built-in ASHTO/USGS maps
4. Analyze for steel load, live load, and shear dynamic seismic demand using automatic cracked properties
5. Generate column bridge properties automatically for nonlinear seismic capacity analysis
6. Execute nonlinear seismic capacity (pushover) analysis
7. Determine seismic displacement capacities and produce demand-capacity (DC) ratios
8. Produce report

CSI Introduction to CSI/Bridge 1-25

Bent View

CSI Introduction to CSI/Bridge 1-26

Foundation Options

Links, typ

Pile

P-Y₁

P-Y₁₀

P-Y₁₁

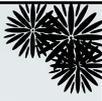
SAP2000 Model

Link Properties can include Multi-Linear Force Deformation (P-Y) Data. These can be applied along the length of a pile in the U1,U2,U3,R1,R2 and R3 directions to account for the changing support conditions

CSI Introduction to CSI/Bridge 1-27

Multi-node Seismic Ground Motion Input

CSI Introduction to CSI/Bridge 1-28



软土HSS模型参数确定方法及应用

徐中华 博士

华东建筑设计研究总院
上海基坑工程环境影响控制工程技术研究中心

武汉 2014-10-24

1

ECADI 华东建筑设计研究总院

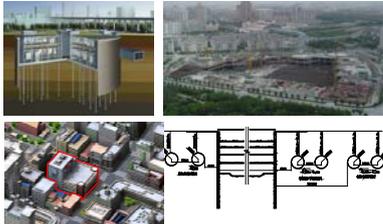
目 录

- 一、引言
- 二、基坑开挖数值分析中土体本构模型的选择
- 三、HSS模型参数的确定方法
- 四、工程应用

2

ECADI 华东建筑设计研究总院

- 基坑工程的新特点给工程师提出了诸多新的挑战
- 合理分析支护结构的受力和变形及基坑对周边环境的影响成为工程师面临的首要问题
- 由于问题的复杂性，传统的分析方法难以满足设计要求
- 数值分析方法已经成为基坑工程分析中的重要手段



3

ECADI 华东建筑设计研究总院

- ◆ 进行数值分析时需考虑的因素很多
 - ◆ 计算模型的简化与模型的建立
 - ◆ 分析模式的选择（总应力分析、有效应力分析、排水分析、不排水分析、耦合分析）
 - ◆ 土体本构模型的选择
 - ◆ 确定合理的计算参数
 - ◆ 初始地应力场的模拟
 - ◆ 结构与土体的接触问题的处理
 - ◆ 施工过程的动态模拟
 -

4

ECADI 华东建筑设计研究总院

目 录

- 一、引言
- 二、基坑开挖数值分析中土体本构模型的选择
- 三、HSS模型参数的确定方法
- 四、工程应用

5

ECADI 华东建筑设计研究总院

- 1. 常用土体本构模型
- 2. 实际工程中基坑的变形性状
- 3. 常用本构模型在基坑开挖数值分析中的应用比较

6

ECADI 华东建筑设计研究总院 常用土体本构模型

- 土是一种特殊的材料，具有复杂的特性
 - 多相介质，其力学行为受地下水的影响；
 - 土体的反应具有高度的非线性并依赖于应力路径；
 - 变形存在不可恢复的塑性变形；
 - 剪胀或剪缩性；
 - 各向异性且变形与时间相关
 - ...

7

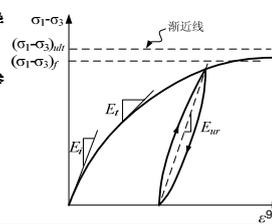
ECADI 华东建筑设计研究总院 常用土体本构模型

- 由于土体变形行为的复杂性，至今人们已经提出了几百种本构模型，但每种本构模型都是反映了土的某一类或几类现象
- 广泛应用于商业岩土软件的本构只有少数几种
 - 线弹性模型
 - 横观各向同性线弹性模型
 - Duncan-Chang (DC) 模型
 - Mohr-Coulomb (MC) 模型
 - Drucker-Prager (DP) 模型
 - 修正剑桥 (MCC) 模型
 - Plaxis Hardening Soil (HS) 模型
 - 考虑小应变刚度的HS-Small模型 (HSS)

8

ECADI 华东建筑设计研究总院 常用土体本构模型

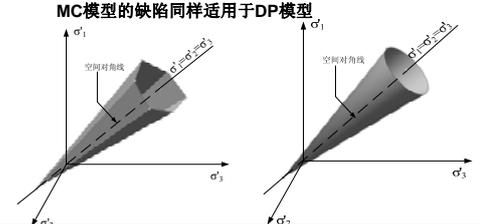
- 弹性类本构模型
 - 线弹性模型
 - 最简单的应力应变关系，不能描述土体很多重要的特征
 - 横观各向同性线弹性模型
 - 考虑土体横向和竖向刚度差异
 - DC模型
 - 非线性弹性模型，通过弹性参数的调整近似考虑土体的塑性



10

ECADI 华东建筑设计研究总院 常用土体本构模型

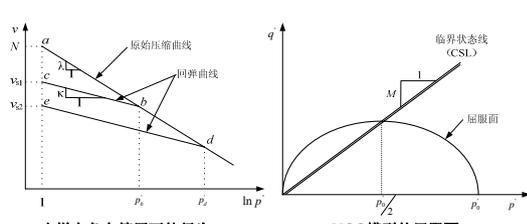
- 弹-理想塑性模型
 - MC模型
 - 能较好地描述土体的破坏行为，但不能较好地描述土体在破坏之前的变形行为，且不能考虑应力历史的影响及区分加荷和卸荷
 - DP模型
 - MC模型的缺陷同样适用于DP模型



10

ECADI 华东建筑设计研究总院 常用土体本构模型

- 硬化类弹塑性模型
 - MCC模型
 - 等向硬化弹塑性模型，帽子屈服面，较好地描述粘性土在破坏之前的非线性和依赖于应力水平或应力路径的变形行为

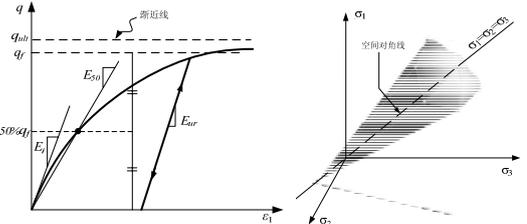


土样在各向等压下的行为 MCC模型的屈服面

11

ECADI 华东建筑设计研究总院 常用土体本构模型

- 硬化类弹塑性模型
 - HS模型
 - 等向硬化弹塑性模型，可以同时考虑剪切硬化和压缩硬化，采用MC破坏准则，适合于多种土类的破坏和变形行为的描述



应力应变关系 HS模型屈服面

12

ECADI 华东建筑设计研究总院 **常用土体本构模型**

■ **小应变模型**

- ◆ 土在应变很小时具有很大的刚度，但随着应变的增大刚度会非线性地减小
- ◆ Atkinson和Sallfors (1991) 将应变分为三类：
 - 很小的应变，其变化范围小于或等于0.001%；
 - 小应变，其变化范围为0.001%-1%；
 - 大应变，应变范围为大于1%

13

ECADI 华东建筑设计研究总院 **常用土体本构模型**

■ **小应变模型**

- ◆ Whittle (1987) 提出的MIT-E3模型、Benz (2007) 提出的HS-Small模型、Finno (2006) 提出的切线刚度模型等

(Mair, 1993)

14

ECADI 华东建筑设计研究总院

1. 常用土体本构模型
2. 实际工程中基坑的变形性状
3. 常用本构模型在基坑开挖数值分析中的应用比较

15

ECADI 华东建筑设计研究总院 **实际工程中基坑的变形性状**

■ **围护结构的变形形态**

- ◆ 悬臂变形
- ◆ 深层向内变形
- ◆ 上述两种变形的组合

(Clough and O'Rourke, 1990)

16

ECADI 华东建筑设计研究总院 **实际工程中基坑的变形性状**

■ **围护结构的变形形态—实测变形曲线**

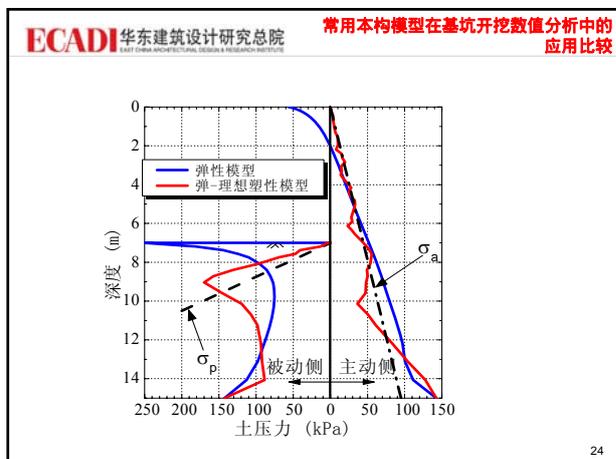
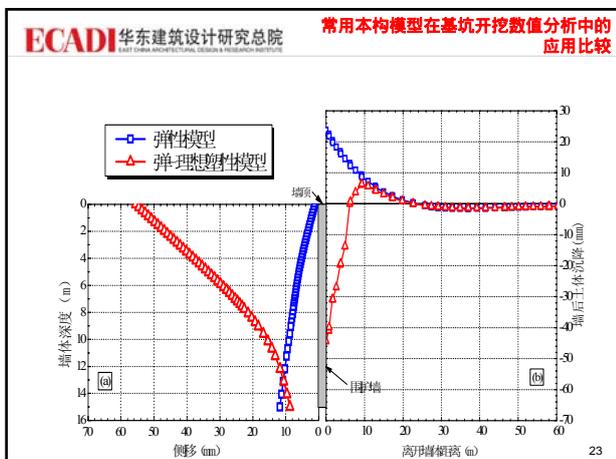
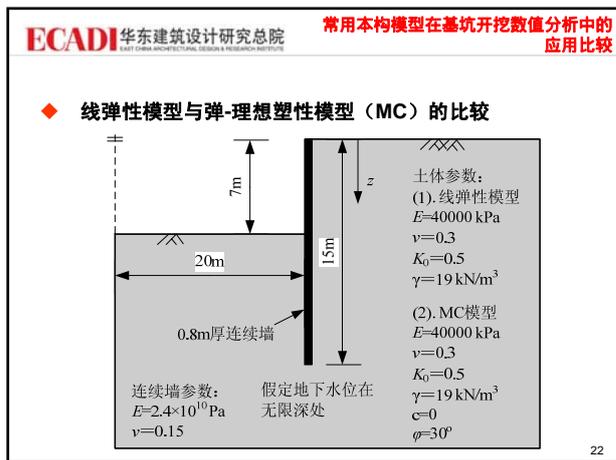
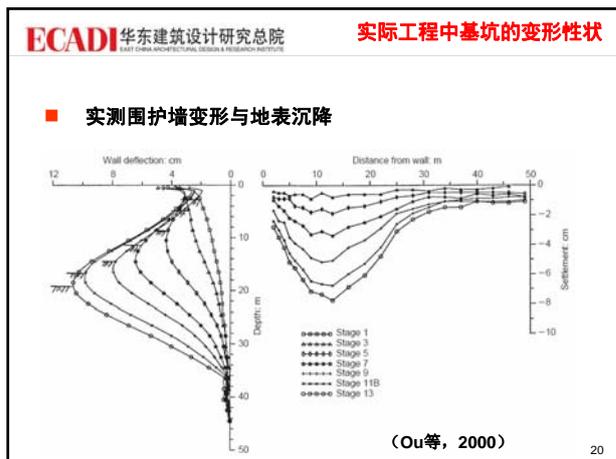
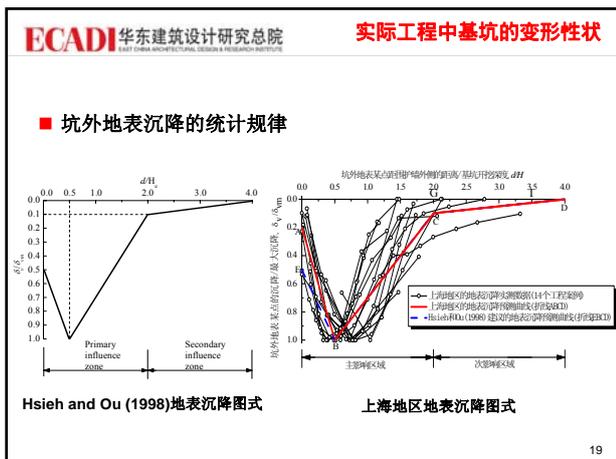
17

ECADI 华东建筑设计研究总院 **实际工程中基坑的变形性状**

■ **坑外地表的沉降形态**

- ◆ 三角形沉降
- ◆ 凹槽形沉降

18



ECADI 华东建筑设计研究总院 常用本构模型在基坑开挖数值分析中的应用比较

- ◆ 线弹性模型（包括横观各向同性线弹性模型）不能考虑土体的塑性，不能合理地模拟墙前和墙后的土压力，不适合于基坑工程的数值分析
- ◆ MC模型能考虑土体的塑性而能较好地模拟土压力分布和墙体变形情况，其适用性优于线弹性模型

25

ECADI 华东建筑设计研究总院 常用本构模型在基坑开挖数值分析中的应用比较

◆ 弹-理想塑性类(MC)与硬化类弹塑性模型(HS) 的比较

钢板桩参数:
 $EI=2.53 \times 10^4 \text{ kNm}^2/\text{m}$
 $EI=3.02 \times 10^4 \text{ kNm}^2/\text{m}$
 水平支撑刚度:
 $EI=1.5 \times 10^4 \text{ kNm}^2/\text{m}$

开挖顺序:
 1. 施加超载, 消除位移
 2. 施工钢板桩
 3. 开挖至-2m
 4. -1.5m处施加支撑
 5. 坑里降水至-4m, 并开挖至-4m
 6. 坑里降水至-6m, 并开挖至-6m

26

ECADI 华东建筑设计研究总院 常用本构模型在基坑开挖数值分析中的应用比较

- ◆ 基于有效应力的不排水分析
- ◆ MC模型参数

土体	γ_{sat} kN/m ³	γ_{st} kN/m ³	E' kPa	c' kPa	ϕ' 度	ψ' 度	V	k_h, k_v —
Soft soil	15	16	4000	15	27	0	0.2	1.5e-4
Stiff soil	17	20	8000	4	30	0	0.2	1.0e-4

- ◆ HS模型参数

土体	γ_{sat} kN/m ³	γ_{st} kN/m ³	E_{10}^{ref} kPa	E_{od}^{ref} kPa	E_{ur}^{ref} kPa	c' kPa	ϕ' 度	ψ' 度	v_w —	k_h, k_v —	m	R_f
Soft soil	15	16	4300	1800	14400	15	27	0	0.2	1.5e-4	0.8	0.9
Stiff soil	17	20	9000	9000	27000	4	30	0	0.2	1.0e-4	0.65	0.9

27

ECADI 华东建筑设计研究总院 常用本构模型在基坑开挖数值分析中的应用比较

(a) 围护墙侧移的比较 (b) 墙后地表沉降的比较

28

ECADI 华东建筑设计研究总院 常用本构模型在基坑开挖数值分析中的应用比较

- ◆ MC模型无法考虑应力历史的影响及区分加荷和卸荷，一般会得到很大的坑底回弹和墙底位移，且难以模拟墙后地表的变形性状
- ◆ HS模型能反映土的硬化特征、能区分加荷和卸荷的区别且其刚度依赖于应力历史和应力路径，能得到较MC模型更合理的变形
- ◆ HS模型的适用性优于MC模型

29

ECADI 华东建筑设计研究总院 常用本构模型在基坑开挖数值分析中的应用比较

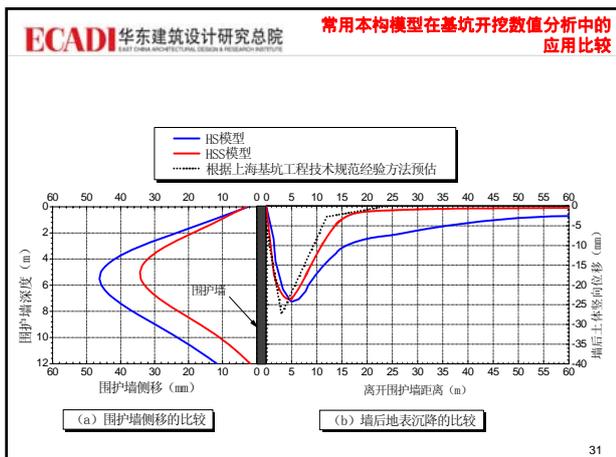
- ◆ 硬化类弹塑性模型(HS) 与小应变模型(HSS) 的比较
- ◆ 基于有效应力的不排水分析
- ◆ HS模型参数

土体	γ_{sat} kN/m ³	γ_{st} kN/m ³	E_{10}^{ref} kPa	E_{od}^{ref} kPa	E_{ur}^{ref} kPa	c' kPa	ϕ' 度	ψ' 度	v_w —	k_h, k_v —	m	R_f
Soft soil	15	16	4300	1800	14400	15	27	0	0.2	1.5e-4	0.8	0.9
Stiff soil	17	20	9000	9000	27000	4	30	0	0.2	1.0e-4	0.65	0.9

- ◆ HSS模型参数

土体	γ_{sat} kN/m ³	γ_{st} kN/m ³	E_{10}^{ref} kPa	E_{od}^{ref} kPa	E_{ur}^{ref} kPa	c' kPa	ϕ' 度	ψ' 度	v_w —	k_h, k_v —	m	R_f	G_0^{ref} MPa	γ_0
Soft soil	15	16	4300	1800	14400	15	27	0	0.2	1.5e-4	0.8	0.9	25	0.0003
Stiff soil	17	20	9000	9000	27000	4	30	0	0.2	1.0e-4	0.65	0.9	100	0.0002

30



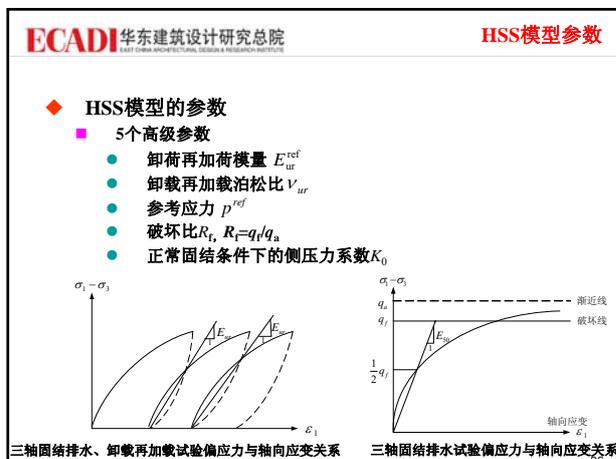
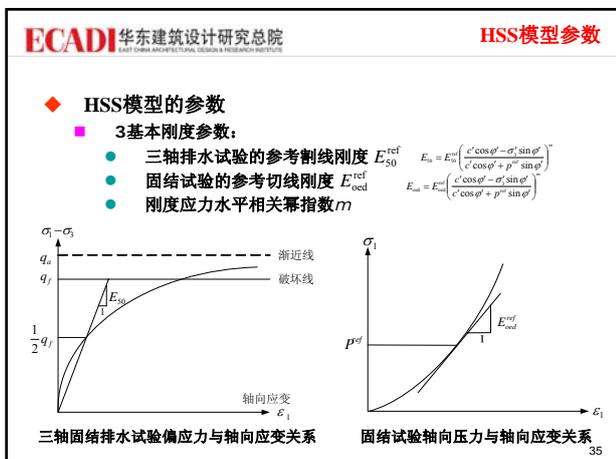
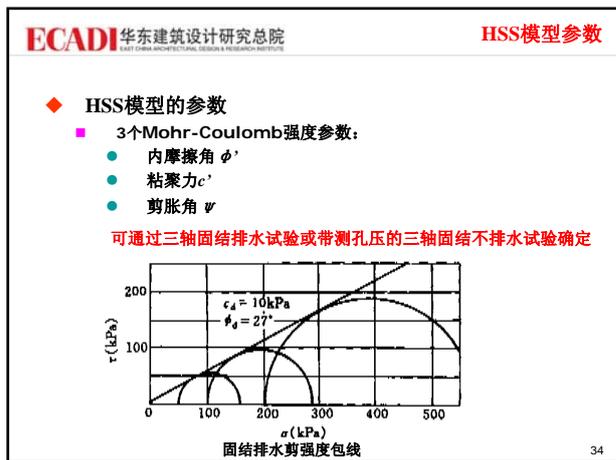
-
- ECADI 华东建筑设计研究院
常用本构模型在基坑开挖数值分析中的应用比较
- ◆ HS模型不能模拟土体在小应变条件下刚度较大的性质，得到的墙体变形明显大于HSS模型，同时HS模型得到的地表沉降的影响范围较HSS模型也明显偏大
 - ◆ HSS模型的适用性优于HS模型，小应变模型往往能给出更合理的地表沉降大小和沉降影响范围，更适用于基坑工程的数值分析（Burland 1989; Jardine 1991; Potts 2001; Finno 2006等）
 - ◆ 当分析的重点是基坑周边的地表沉降或建(构)筑物时，最好采用HSS模型进行分析
- 32

ECADI 华东建筑设计研究院

目 录

- 一、引言
- 二、基坑开挖数值分析中土体本构模型的选择
- 三、HSS模型参数的确定方法
- 四、工程应用

33



ECADI 华东建筑设计研究总院 HSS模型参数

◆ HSS模型的参数

- 2个描述小应变行为的参数:
 - 初始剪切模量 G_0^{ref}
 - G_0^{ref} 衰减到70%时对应的剪应变 $\gamma_{0.7}$

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{3}{7} \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}} \right|}$$

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' - \sigma'_3 \sin \phi'}{c' \cos \phi' + p^{ref} \sin \phi'} \right)^m$$

$$G_0^{ref} = 33 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \text{ (MPa)} \quad \text{Hardin \& Black (1969)}$$

$$\gamma_{0.7} = \frac{1}{9G_0} [2c'(1 + \cos(2\phi')) - \sigma'_1(1 + K_0) \sin(2\phi')]$$

37

ECADI 华东建筑设计研究总院 HSS模型参数的试验研究

◆ 现场取土与室内试验

38

ECADI 华东建筑设计研究总院 HSS模型参数的试验研究

■ 试验结果与参数确定

- 标准固结试验结果, 给出 E_{50}^{ref}
- 同时还可给出 $E_{s0.1-0.2}$

各土层试样固结试验荷载应变关系曲线 各层试样固结试验孔隙比与荷载关系曲线

39

ECADI 华东建筑设计研究总院 HSS模型参数的试验研究

◆ 三轴固结排水剪切试验结果

- 给出 E_{50}^{ref} 、 R_f

②和③层试样三轴固结排水剪切试验应力应变关系曲线 ③和④层试样三轴固结排水剪切试验应力应变关系曲线

40

ECADI 华东建筑设计研究总院 HSS模型参数的试验研究

◆ 不同围压下三轴固结排水剪切试验结果

- 给出 c' 、 ϕ'

各土层试样的应力莫尔圆

41

ECADI 华东建筑设计研究总院 HSS模型参数的试验研究

◆ 三轴固结排水加载-卸载-再加载试验结果

- 给出 E_{50}^{ref}

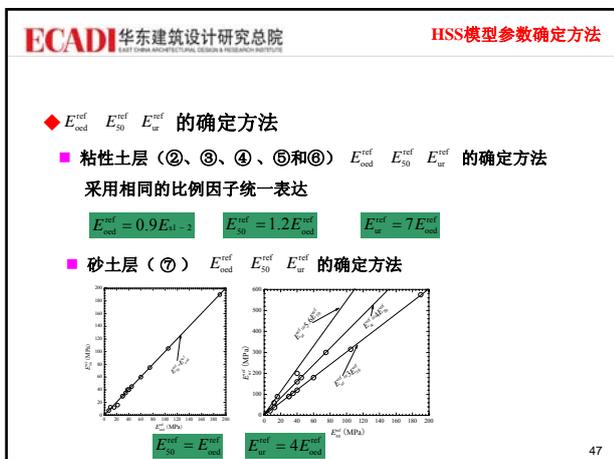
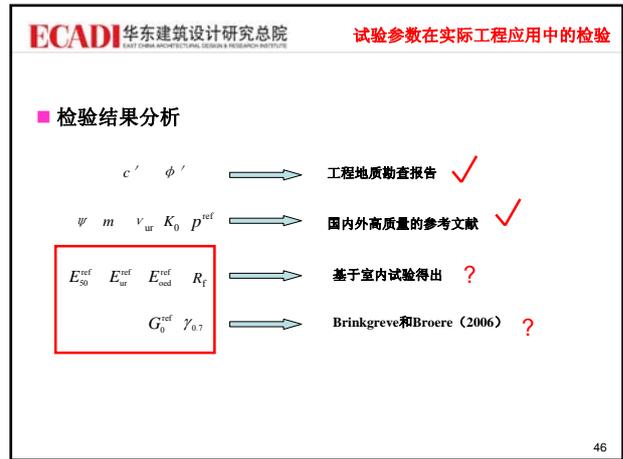
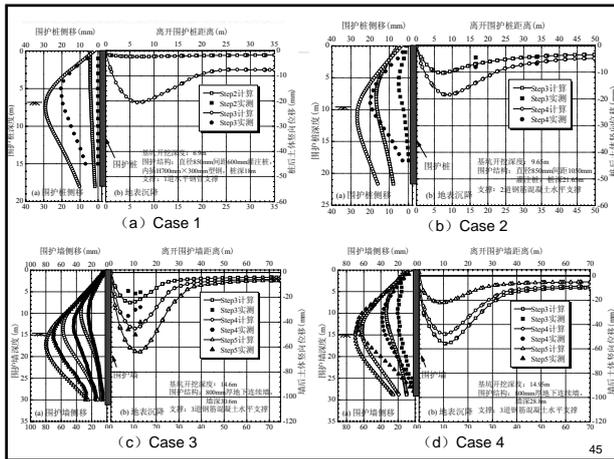
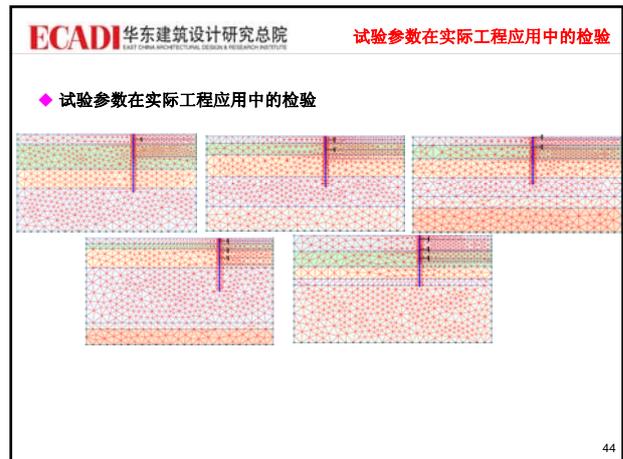
各层试样三轴固结排水加载-卸载-再加载试验应力应变关系曲线

42

ECADI 华东建筑设计研究总院 HSS模型参数的试验研究

◆ 试验参数汇总

土体名称	E_{s1-2} (MPa)	HS 模型参数						模量间的比例关系
		E_{od}^{ref} (MPa)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	R_f	
② ₂ 粘土	3.9	3.4	4.4	19.3	10	25.2	0.96	$E_{50}^{ref} = 1.3E_{od}^{ref}$ $E_{ur}^{ref} = 4.4E_{50}^{ref} = 5.7E_{od}^{ref}$ $E_{od} = 0.9E_{s1-2}$
③ 淤泥质粉质粘土	1.3	1.2	1.6	14.9	10	20.1	0.58	$E_{50}^{ref} = 1.3E_{od}^{ref}$ $E_{ur}^{ref} = 9.3E_{50}^{ref} = 12E_{od}^{ref}$ $E_{od} = 0.9E_{s1-2}$
④ 淤泥质粘土	2.2	1.9	2.0	15.6	3	27.3	0.54	$E_{50}^{ref} = 1.1E_{od}^{ref}$ $E_{ur}^{ref} = 7.8E_{50}^{ref} = 8.2E_{od}^{ref}$ $E_{od} = 0.9E_{s1-2}$
⑤ ₃ 粉质粘土	6.3	6.1	5.5	23.5	20	26.7	0.95	$E_{50}^{ref} = 0.9E_{od}^{ref}$ $E_{ur}^{ref} = 4.3E_{50}^{ref} = 3.9E_{od}^{ref}$ $E_{od} = E_{s1-2}$



ECADI 华东建筑设计研究总院 HSS模型参数确定方法

◆ $\gamma_{0.7}$ 的确定方法

■ 砂土层 (⊙) $\gamma_{0.7}$ 的确定方法

Seed和Idriss (1970) 砂土的天然孔隙比对 $\gamma_{0.7}$ 的影响非常有限

→ $0.6 \times 10^{-4} \sim 3 \times 10^{-4}$

序号	算例名称	$\gamma_{0.7}$		参考文献	
		粘土	砂土		
1	Element tests	2×10^{-4}	2×10^{-4}	(Benz, 2007)	
3	Heinenoord tunnel	2×10^{-4}	2×10^{-4}		
4	Deep excavation in sand (Berlin)	—	2×10^{-4}		
5	Excavation in Ruppel clay	2.5×10^{-4}	—		
5	Load test on a spread footing on sand	—	2×10^{-4}		
6	Scaffold excavation	3×10^{-4}	2×10^{-4}		
7	Simple benchmark problem	3×10^{-4}	2×10^{-4}		(Schweiger 等, 2009)
8	Benchmark example	3×10^{-4}	2×10^{-4}		(Schweiger, 2010)

$\gamma_{0.7} = 2 \times 10^{-4}$

49

ECADI 华东建筑设计研究总院 HSS模型参数确定方法

◆ G_0^{ref} 反分析确定

粘土层 $G_0^{ref} = 4E_w^{ref}$

砂土层 $G_0^{ref} = 5E_w^{ref}$

50

ECADI 华东建筑设计研究总院 HSS模型参数确定方法

◆ HSS模型参数的确定方法

■ 3个Mohr-Coulomb强度参数的确定方法

- 摩擦角 ϕ' 可通过三轴固结排水试验或带测孔压的三轴固结不排水试验确定
- 粘聚力 c'
- 剪胀角 ψ , 对于粘土一般可取 $\psi=0$, 砂土 $\psi=30-\phi'$

土体名称	c' (kPa)	ϕ' (°)
② ₂ 粘土	10	25.2
③ 淤泥质粉质粘土	10	20.1
④ 淤泥质粘土	3	27.3
⑤ ₃ 粉质粘土	20	26.7

51

ECADI 华东建筑设计研究总院 HSS模型参数确定方法

■ 3基本刚度参数:

- 三轴排水试验的参考割线刚度 E_{50}^{ref}
- 固结试验的参考切线刚度 E_{ocd}^{ref}
- 刚度应力水平相关幂指数 m

土层	E_{ocd}^{ref} (kPa)	E_{50}^{ref} (kPa)	m
	粘土	$0.9 E_{1-2}^{ref}$	
砂土	E_{1-2}^{ref}	E_{ocd}^{ref}	0.5

52

ECADI 华东建筑设计研究总院 HSS模型参数确定方法

■ 5个高级参数的确定方法

- 卸荷再加荷模量 E_{ur}^{ref}
- 卸载再加载泊松比 ν_{ur}
- 参考应力 p^{ref}
- 破坏比 R_f
- 正常固结条件下的侧压力系数 K_0

土层	E_{ur}^{ref} (kPa)	ν_{ur}	p^{ref} (kPa)	R_f	K_0
粘土	②	0.2	100	0.9	$1 - \sin \phi'$
	③			0.6	
	④			0.6	
	⑤			0.9	
	⑥			0.9	
	⑦			0.9	

53

ECADI 华东建筑设计研究总院 HSS模型参数确定方法

■ 描述小应变行为参数的确定方法

- 初始剪切模量 G_0^{ref}
- G_0^{ref} 衰减到70%时对应的剪应变 $\gamma_{0.7}$

土层	G_0^{ref} (kPa)	$\gamma_{0.7}$
	粘土	$4E_w^{ref}$
砂土	$5E_w^{ref}$	$(0.6 \sim 3.0) \times 10^{-4}$; 建议 $2 \cdot 10^{-4}$

54

ECADI 华东建筑设计研究总院 HSS模型参数确定方法

◆ HSS模型的参数

层号	土名	ρ /kPa	φ / (°)	ψ / (°)	E_{s0}^* /MPa	E_{s0}^{**} /MPa	E_{s0}^{***} /MPa	C_{σ}^* /MPa	γ_{σ} /10 ⁻⁴	ν_{σ}	ρ_{σ}^* /kPa	E_{σ}	m	β_{σ}
①~②	粘性土	根据勘察报告确定	0	$0.9 \beta_{\sigma}$	$1.2 E_{s0}^*$	$7 E_{s0}^{**}$	$4 E_{s0}^{***}$	$4 E_{s0}^*$	$1.5 \sim 2.0$ 建议 2.0	0.2	100	$E_{\sigma} = 1 - m \rho$	0.8	$0.4(\text{①、②})$ $0.6(\text{③、④})$
⑤	砂土	根据勘察报告确定	$\varphi - 30$		E_{s0}^*	E_{s0}^{**}	$4 E_{s0}^{***}$	$5 E_{s0}^*$	$0.6 \sim 3.0$ 建议 2.0	0.2	100	$E_{\sigma} = 1 - m \rho$	0.5	0.9

55

ECADI 华东建筑设计研究总院

目 录

- 一、引言
- 二、基坑开挖数值分析中土体本构模型的选择
- 三、HSS模型参数的确定方法
- 四、工程应用

56

ECADI 华东建筑设计研究总院 工程一

◆ 支护方案

- 基坑分2个区实施
- I区两墙合一地下连续墙+ 三道混凝土支撑
- II区两墙合一地下连续墙+四道支撑

57

ECADI 华东建筑设计研究总院 工程一

◆ 有限元分析

- 模型的总尺寸为115m×60m
- 总单元数为1701个
- 总结点数为14047个

58

ECADI 华东建筑设计研究总院 工程一

◆ 有限元分析

- 施工工况模拟
- 基于有效应力的分析方法
- 粘土不排水分析，砂土排水分析
- 在每一开挖步中进行稳态渗流分析

计算荷载步	工况
Step0	模拟土体在自重作用下的应力场
Step1	施工地下连续墙
Step2	开挖至地表以下 2.0m
Step3	施工第一道支撑，开挖至地表以下 7.5m
Step4	施工第二道支撑，开挖至地表以下 11.7m
Step5	施工第三道支撑，开挖至地表以下 14.2m

59

ECADI 华东建筑设计研究总院 工程一

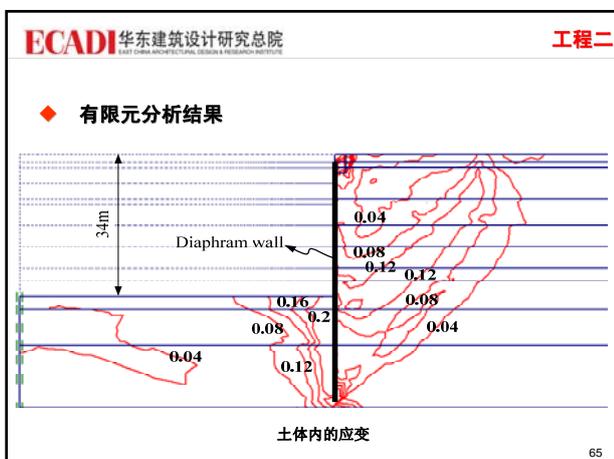
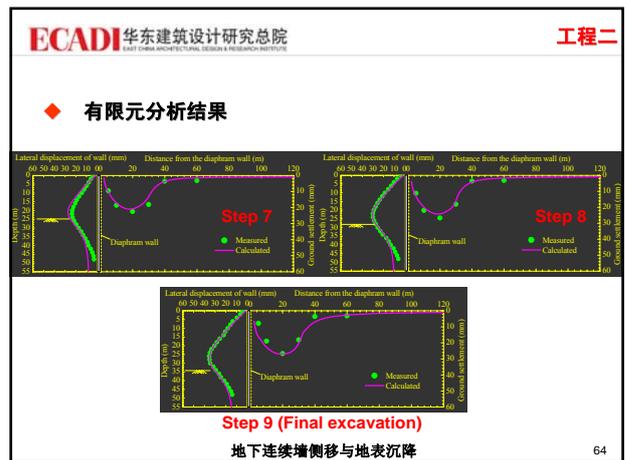
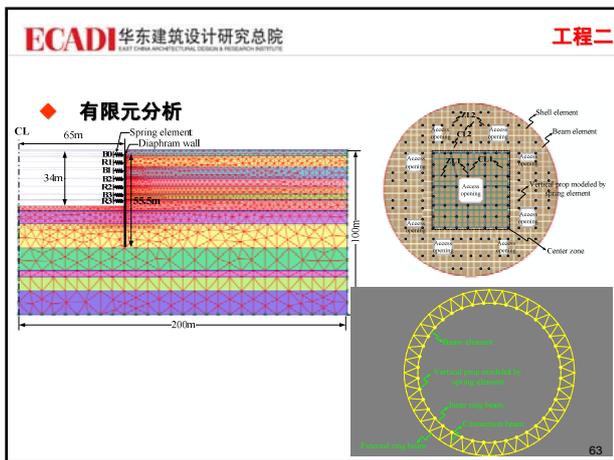
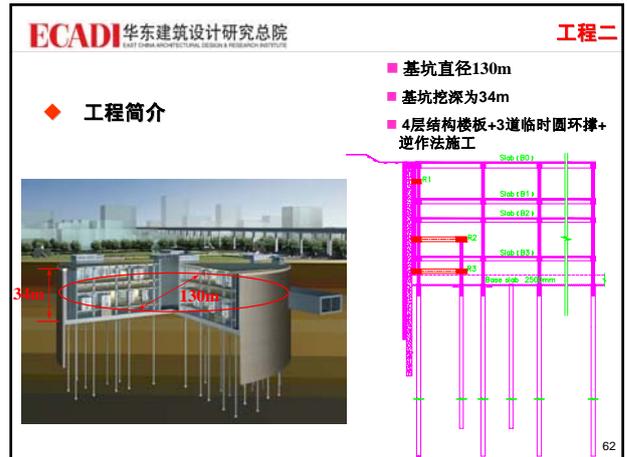
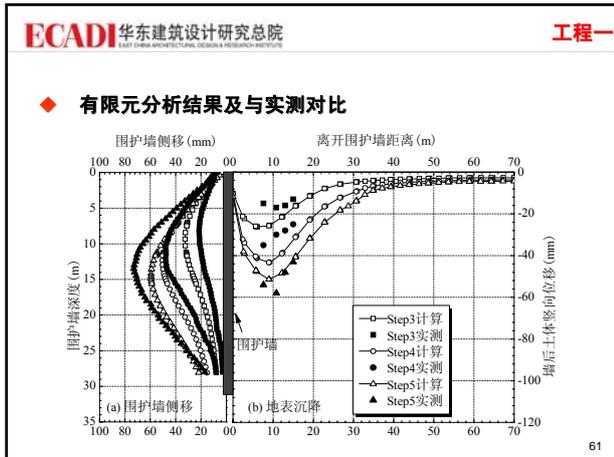
◆ 有限元分析

- 土体采用HSS本构模型
- 结构参数根据实际情况计算

计算荷载步	抗弯刚度 kNm ² /m	抗压刚度 kN/m
地下连续墙	$EI = 1.28 \cdot 10^4$	$E_s = 2.4 \cdot 10^7$
第一道支撑	/	$E_s = 2.66 \cdot 10^8$
第二道支撑	/	$E_s = 3.2 \cdot 10^8$
第三道支撑	/	$E_s = 3.2 \cdot 10^8$

土层序号	①、②	③	④	⑤	⑥
土层名称	粘土	淤泥质粉质粘土	淤泥质粘土	粘土	粉细砂
土层厚度 (m)	3.5	4	8.1	23.8	20.6
γ (kN/m ³)	18	17	17	18	19
c^* (kPa)	5	2	1	5	1
φ^* (°)	28	27	27	30	35
ψ^* (°)	0	0	0	0	5
ρ_{σ}^{**} (kPa)	3.6	1.8	1.8	3.6	10
E_{s0}^{**} (MPa)	4.3	2.2	2.2	4.3	10
E_{s0}^{***} (MPa)	25.2	12.6	12.6	25.2	40
C_{σ}^{**} (MPa)	100.8	50.4	50.4	100.8	200
β_{σ}	$2 \cdot 10^{-4}$				
ν_{σ}	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
ρ_{σ}^* (kPa)	100	100	100	100	100
E_{σ}	0.5	0.55	0.55	0.5	0.43
m	0.8	0.8	0.8	0.8	0.5
E_{max}	0.65	0.65	0.65	0.65	0.7
β_{σ}	0.9	0.6	0.6	0.9	0.9

60



ECADI 华东建筑设计研究总院 工程二

结语

- 基坑工程数值分析是一个技术性很强的工作
- 要得到合理、可信、有用的分析结果要求工程师：
 - ◆ 对土力学和数值分析的原理有深刻的认识和理解
 - ◆ 对土体本构模型的优缺点及其参数确定方法有清晰的认识
 - ◆ 熟悉所采用的分析软件
 - ◆ 基于工程实践规律对分析结果合理性的判断

66

Plaxis 在岩土工程中的应用

汇报人：金国龙

 中船第九设计研究院工程有限公司



交流提纲

- Plaxis工程应用情况介绍
- 对Plaxis岩土软件使用心得
- 苏州中心广场项目基坑围护工程
- 某重型码头吊车平台基础分析

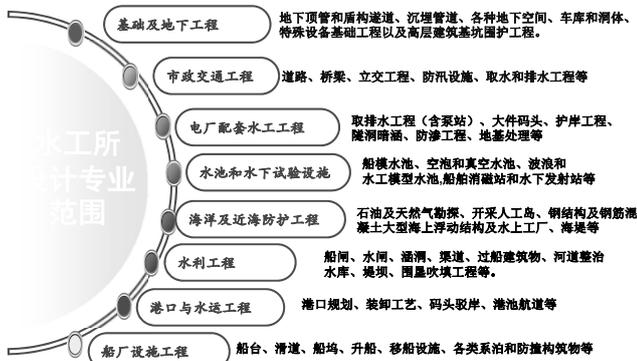
1

Plaxis工程应用情况介绍

一、中船第九设计研究院工程有限公司简介

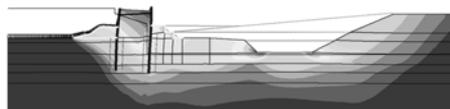
- 成立于1953年5月23日（2002年改企，2006年底改制），隶属于中国船舶工业集团公司，国家大型综合性设计院工程公司。
- 获得住房和城乡建设部颁发的最高设计资质——工程设计综合资质甲级证书（A131001325），获得覆盖全部21个行业、各等级。具备工程咨询、工程设计、工程监理、工程项目管理和工程总承包业务，以及对外工程总承包、国外设计顾问及施工图审查资质。
- 拥有国家一级保密资格证书。
- 实施“质量、环境、职业健康安全一体化管理体系”。
- “上海市文明单位”、“上海市优秀工业企业形象单位”、“上海市高新技术企业单位”
- 全国工程勘察设计企业营业收入前100名排序（住房和城乡建设部发布）2006年（第6名）、2007年（第7名）、2008年（第7名）

二、基坑工程设计水平



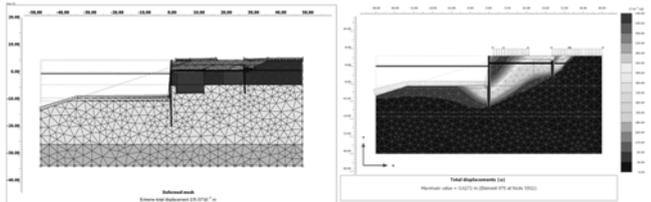
Plaxis工程应用情况介绍

长兴一期3、4号船坞双排钢板桩数值计算



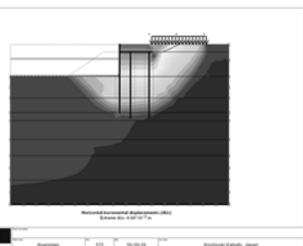
Plaxis工程应用情况介绍

某国外船厂改造工程拉锚板桩数值计算

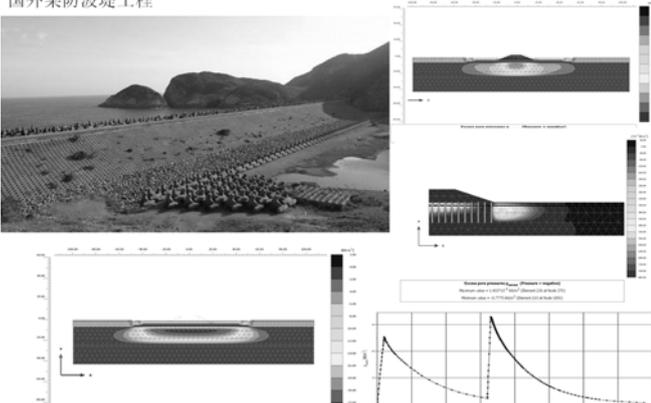
Plaxis工程应用情况介绍

上海前板桩后方桩防汛墙兼码头工程

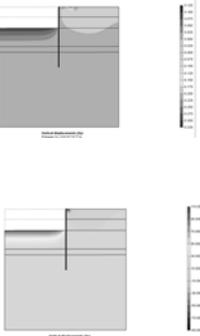
Plaxis工程应用情况介绍

国外某防波堤工程

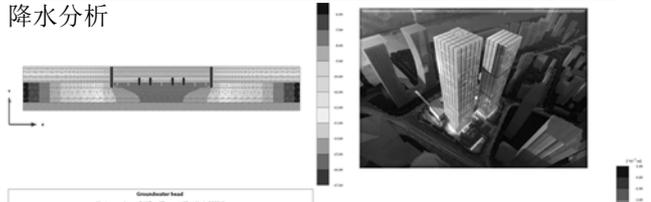
Plaxis工程应用情况介绍

中国某试验水池

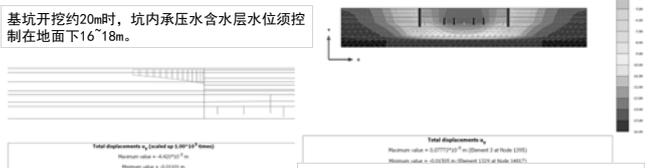



Plaxis工程应用情况介绍

降水分析



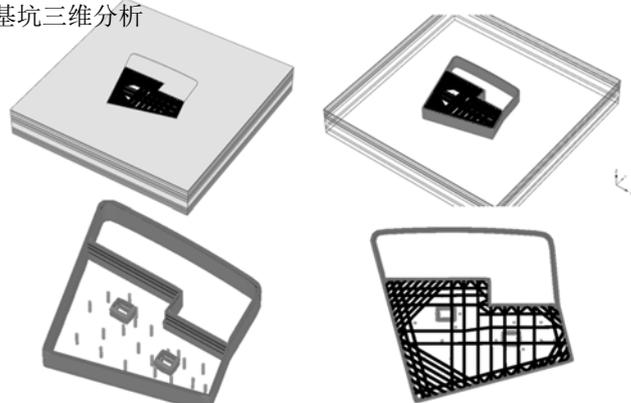
基坑开挖约20m时，坑内承压水含水层水位须控制在地下16~18m。



此阶段降水承压水引起地表沉降，最大沉降约11.01mm。

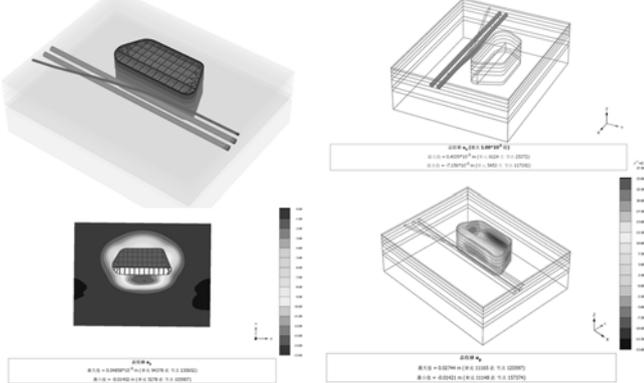
Plaxis工程应用情况介绍

基坑三维分析



Plaxis工程应用情况介绍

基坑三维分析



2

对Plaxis岩土软件使用心得

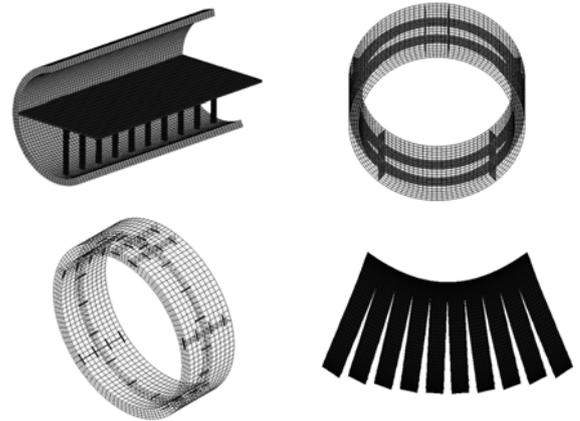
对Plaxis岩土软件使用心得



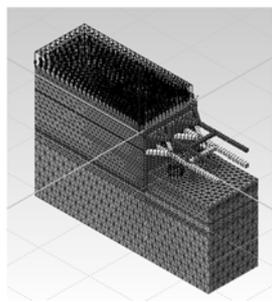
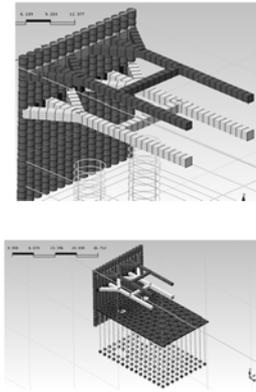
上海地铁 1 号线车辆转向架寿命预测数值分析¹

金国龙¹, 谢维耀¹, 王如路²
 (1 同济大学地下建筑与工程系岩土工程重点实验室, 上海 200092;
 2 上海地铁运营有限公司, 上海 200063)

对Plaxis岩土软件使用心得



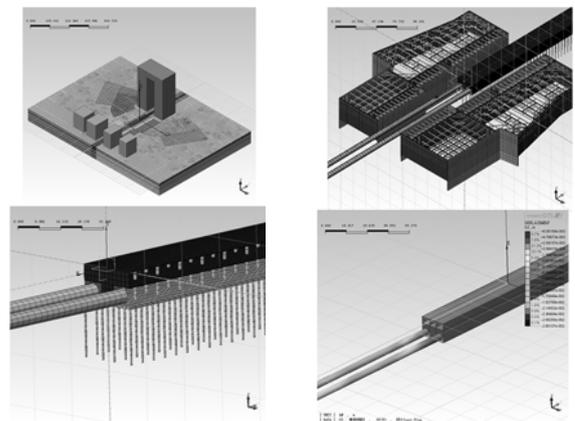
对Plaxis岩土软件使用心得



挖孔桩紧邻基坑围护施工的数值分析.

金国龙, 王勇, 顾开云,
 (中核第九设计研究院工程有限公司, 上海 200063)

对Plaxis岩土软件使用心得



对Plaxis岩土软件使用心得

在使用过程中发现Plaxis程序有如下特点:

- (1) 专注于岩土领域;
- (2) 用户界面友好, 操作简单;
- (3) 方便直观, 输出简单;
- (4) 自动生成优化的有限元网络, 重要部位网格可以细分, 以提高计算精度;
- (5) 计算功能强大, 计算过程中动态显示提示信息。

现有计算模块

❖ PLAXIS 2D: 平面及轴对称问题, 含稳态渗流

---Dynamic: 动力分析

---PlaxFlow: 稳态及瞬态渗流, 饱和和非饱

和渗流

2D PLAXIS 2D

- ◆ CAD导入、新本构模型
- ◆ 完全流固耦合内核
- ◆ 动力模块功能的丰富
- ◆ 输出结果的改进

3D PLAXIS 3D

结构单元

2D程序

土体单元 (6结点: 2阶插值;
15结点三角形: 4阶插值)

- 板单元 (实为梁, 可有塑性铰)
- Geogrids (土工格栅)
- 界面单元 (土与结构相互作用/止水帷幕)
- 点对点锚杆 (实为弹性弹簧单元)
- 锚定杆 (实为弹性弹簧单元)
- 隧道 (圆、非圆)-曲梁单元

3D程序

土体单元 (10结点四面体: 2阶插值)

- 锚定杆
- 梁
- 点对点锚杆
- Embedded桩
- 板壳
- 土工格栅
- 正界面
- 负界面

(1) 不同土体模型的选择

十余种本构

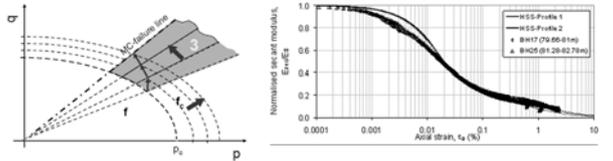
➢莫尔库伦模型 (理想弹性性)

➢Hardening Soil Model (剪切+压缩硬化)

➢Hardening Soil Small Model

➢软土蠕变-次固结模型

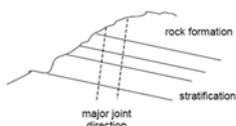
➢软土模型、修正剑桥模型等



(1) 不同土体模型的选择

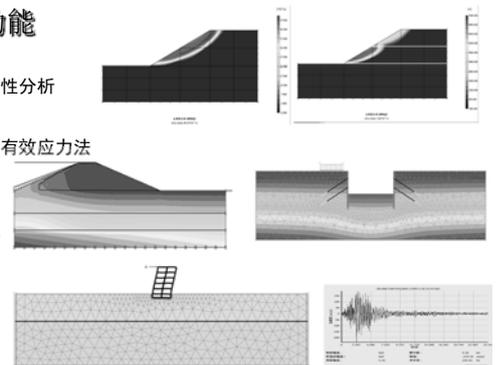
十余种本构

- 岩体各向异性模型 (可定义多组节理面)
- 霍克-布朗准则
- NGI-ADP (针对粘性土各向异性不排水抗剪强度特性)



多种分析功能

- 线性、弹塑性分析
- 开挖建造模拟
- 不排水计算的有效应力法
- 渗流计算
- 固结计算
- 安全系数分析
- 大变形分析
- 动力分析



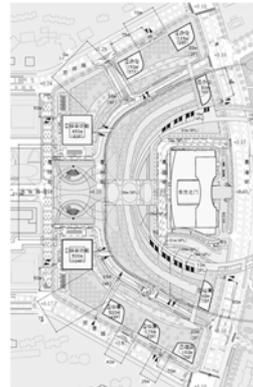
3

苏州中心广场项目
基坑围护工程

1.1 工程概况

用途

商业、办公、市政设施、地下车库等
建筑标高±0.00相当于绝对标高+4.20m。



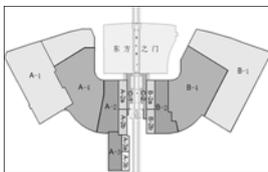
高层建筑基础资料表

编号	层数	高度	地下室层数	底板厚度
3#	32F	~150m	B4F	2.8m
4#	26F	~100m	B4F	2.4m
5#	22F	~100m	B3F	2.1m
6#	25F	~100m	B3F	2.1m
7#	36F	~150m	B3F	2.8m
8#	47F	~200m	B3F	3.5m
9#	54F	~220m	B3F	3.5m

地下建筑基础资料表

地块名称	地下室层数	底板厚度
H	B4F	1.3m
A、B、C、D、E、P、Q	B3F	1.0m

1.2 基坑概况



基坑分区	分区面积(m²)	开挖深度(m)
A-1区	30722	14.65~20.55
B-1区	29193	14.65~15.75
A-2区	6795	15.15~15.55
B-2区	6356	15.15~15.55
A-2a区	1854	14.95~16.25
B-2a区	1854	14.95~16.85
A-2b区	1651	14.95~16.25
B-2b区	1560	14.95~16.85
A-4区	19685	15.05~15.35
B-4区	22905	14.95~15.65
A-3区	3767	17.45~19.35
A-3a区	946	17.55
A-3b区	1103	17.55
C区	2552	7.00~10.10

汇总：基坑总面积130943m²，周边围护墙体长度2448m，中间分隔墙长度1441m。（其中：地墙740m，钻孔桩701m），土方开挖量约220万方。

1.3 周边概况



1.3 周边概况

轨道一号线



区间内

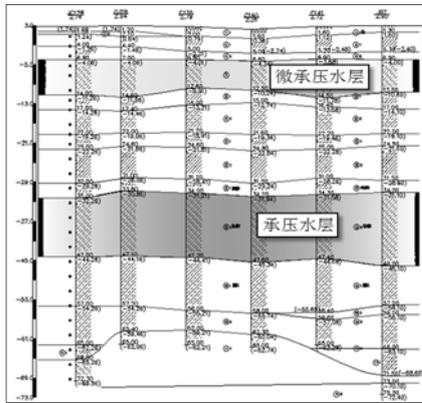
车站距本基坑最近距离：7.00m
区间隧道距本基坑最近距离：10.60m

站台内

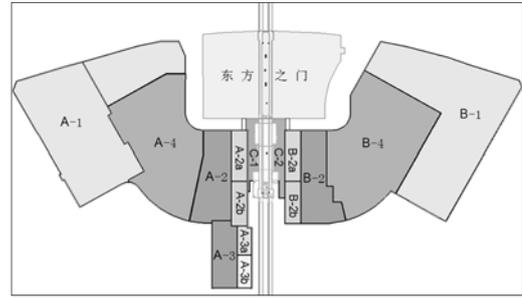
1.5 工程地质概要

土层代号及名称	重度	直剪(固快)		渗透系数
	γ (kN/m³)	C (kPa)	φ (°)	
① 素填土	19.3	15.00	8.00	
④ ₁ 粘土	19.9	56.78	14.28	5.0×10 ⁻⁷
④ ₂ 粉质粘土	19.5	30.26	15.78	4.0×10 ⁻⁵
④ ₃ 粉质粘土	19.2	26.04	15.45	5.0×10 ⁻⁵
⑤ 粘土夹粉粘	19.3	7.76	29.07	2.0×10 ⁻³
⑥ ₁ 粉粘夹粉土	19.0	22.43	17.26	1.0×10 ⁻⁴
⑥ ₂ 粉质粘土	19.3	26.42	14.94	1.5×10 ⁻⁵
⑦ ₁ 粘土	20.3	55.09	14.28	5.0×10 ⁻⁷
⑦ ₂ 粉粘夹粉土	19.4	31.90	15.55	3.0×10 ⁻⁵
⑧ ₁ 粉粘夹粉土	19.2	19.08	18.49	2.0×10 ⁻⁵
⑧ ₂ 粉粘夹粉砂	19.4	7.57	29.73	3.3×10 ⁻³
⑩ ₁ 粉质粘土	19.5	36.05	15.56	5.0×10 ⁻⁵
⑩ ₂ 粉粘夹粉粘	19.4	13.79	26.26	4.0×10 ⁻⁴
⑩ ₃ 粉粘夹粉土	19.4	31.51	15.35	2.0×10 ⁻⁵
⑪ ₁ 粉粘夹粉土	19.3	19.19	20.02	
⑪ ₂ 粉粘夹粉粘	19.1	13.31	23.92	
⑪ ₃ 粉质粘土	18.8	30.80	15.60	

1.5 工程地质概要



1.6 围护概况



基坑实施总体方案制定主要考虑以下因素：

- (1) 化大为小，充分利用“时空效应”原理；
- (2) 先远后近；
- (3) 先难后易。

1.6 围护概况

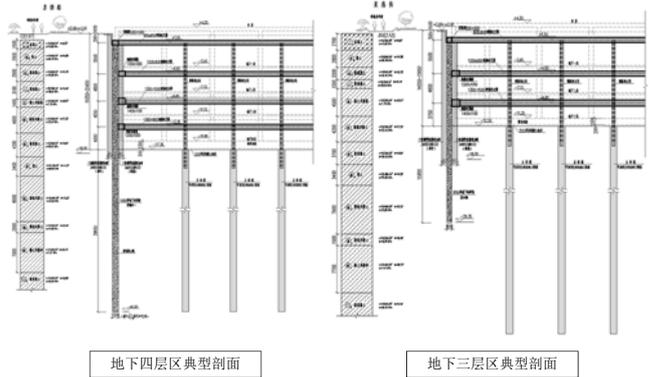
(1) 基坑周边区域、地下四层区域临时分隔墙以及地铁侧条形基坑区域临时分隔墙采用地下连续墙。地下连续墙两墙合一方案根据建筑功能以及防水要求，在地铁侧地下室外墙采用防水卷材加复合墙的方式，消除渗漏水产生的对地铁长期影响；其余区域地下室外墙内部设置排水沟加内部装饰墙的方式。

(2) 基坑内部其它临时分隔墙采用钻孔灌注桩+三轴水泥土搅拌桩止水帷幕。

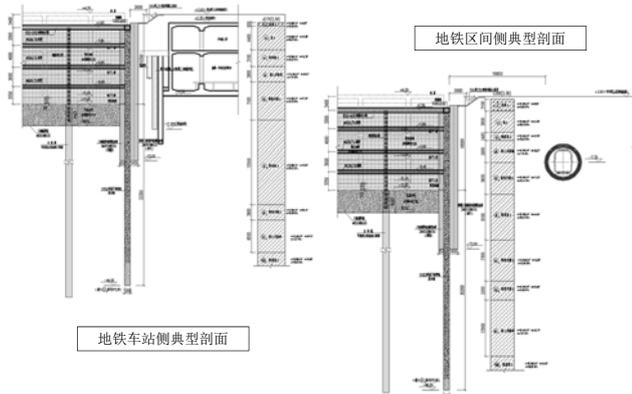
支撑体系方案

分区	支撑道数	平面布置
A-1四层区	四道钢筋砼支撑	对撑+角撑
A-1三层区、B-1、A-2 B-2、A-4、B-4分区	三道钢筋砼支撑	对撑+角撑
A-3分区	三道钢筋砼支撑 +一道局部钢筋砼支撑	对撑+角撑
A-2a/2b、B-2a/2b、A-3a/3b	一道钢筋砼支撑 +三道钢支撑（伺服系统）	对撑+角撑

1.6 围护概况



1.6 围护概况



1.7 围护施工现场



1.7 围护施工现场



1.7 围护施工现场



(2) Plaxis2D分析

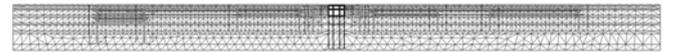
围护结构、隧道衬砌的材料参数按照混凝土选取，相应的截面积、惯性矩等几何参数折算到每延米来确定，具体参数详见下表。

名称	类型	EA	EI	w	n	M _p	N _p
		[kN/m]	[kNm ² /m]	[kN/m ²]	[-]	[kNm/m]	[kN/m]
1000地连墙	弹性	30000000	2500005	15	0.2	1.00E+15	1.00E+15
1000钻孔桩	弹性	20488700	1280000	15	0.2	1.00E+15	1.00E+15
衬砌	弹性	12600000	128640	30	0.2	1.00E+15	1.00E+15
800地连墙	弹性	24000000	1280000	15	0.2	1.00E+15	1.00E+15

各道混凝土支撑、楼板采用点对点锚杆模拟，其参数按照支撑的平面刚度等效计算，参数详见下表。

名称	支撑3-1	支撑3-2	支撑3-3	钢支撑
EA [kN/m]	1.92E+06	3.60E+06	2.40E+06	1.99E+06
名称	支撑4-1	支撑4-2	支撑4-3	支撑4-4
EA [kN/m]	1.92E+06	2.40E+06	3.60E+06	2.97E+06
名称	顶板	楼板	底板	
EA [kN/m]	2.40E+07	1.44E+07	9.00E+07	

(2) Plaxis2D分析



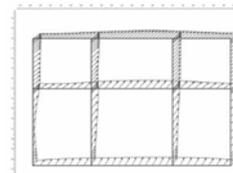
车站计算模型



土体变形云图（最终工况）

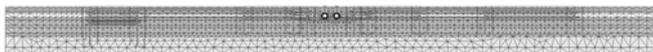
总位移计算结果（最终工况）

计算结果汇总



编号	工况	总位移 (mm)	水平位移 (mm)	竖向位移 (mm)
1	A (B) -2 区开挖第1 层土	0.08	0.02	0.07
2	A (B) -2 区开挖第2 层土	0.13	0.08	-0.11
3	A (B) -2 区开挖第3 层土	0.29	0.1	-0.27
4	A (B) -2 区开挖到基坑底	0.85	0.19	-0.83
5	B-2b 区条形坑开挖到基坑底	2.64	0.49	2.6
6	顺作一期完成	2.6	0.55	2.55
7	A (B) 4 区开挖第1 层土	2.46	0.37	2.44
8	A (B) 4 区开挖第2 层土	2.1	0.23	2.09
9	A (B) 4 区开挖第3 层土	1.9	0.5	1.84
10	A (B) -4 区开挖到基坑底	1.83	0.9	1.62

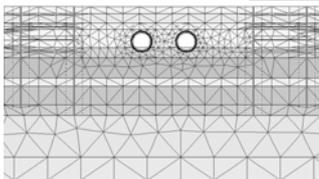
(2) Plaxis2D分析



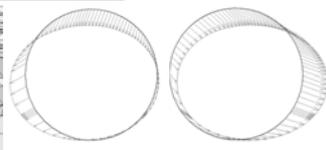
区间计算模型



土体变形云图（最终工况）



区间隧道处模型



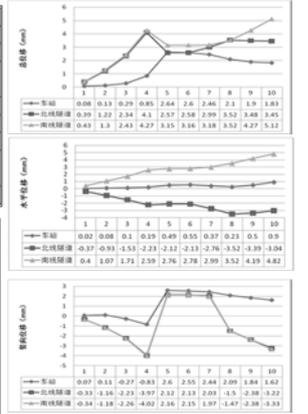
北线变形（最终工况）

南线变形（最终工况）

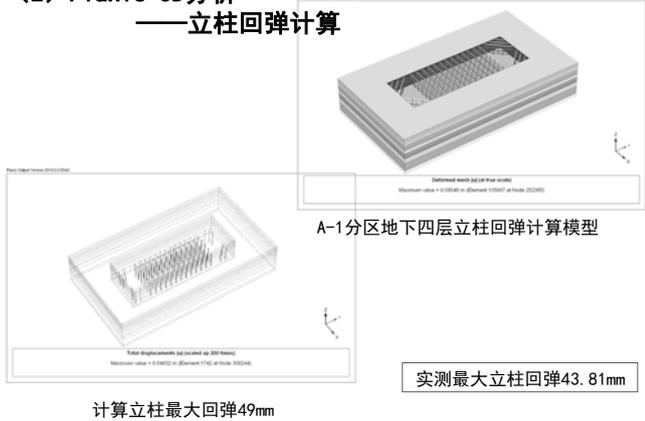
(2) Plaxis2D分析

编号	工况	北线隧道总位移 (mm)		南线隧道总位移 (mm)	
		水平位移	竖向位移	水平位移	竖向位移
1	A (B) -2 区开挖第1 层土	0.39	0.43		
2	A (B) -2 区开挖第2 层土	1.22	1.3		
3	A (B) -2 区开挖第3 层土	2.34	2.43		
4	A (B) -2 区开挖到基坑底	4.1	4.27		
5	B-2b 区条形坑开挖到基坑底	2.67	3.15		
6	顺作一期完成	2.58	3.16		
7	A (B) 4 区开挖第1 层土	2.99	3.18		
8	A (B) 4 区开挖第2 层土	3.52	3.52		
9	A (B) 4 区开挖第3 层土	3.43	4.07		
10	A (B) -4 区开挖到基坑底	3.45	6.12		

编号	工况	北线区间隧道		南线区间隧道	
		水平位移 (mm)	竖向位移 (mm)	水平位移 (mm)	竖向位移 (mm)
1	A (B) -2 区开挖第1 层土	-0.37	-0.33	0.4	-0.24
2	A (B) -2 区开挖第2 层土	-0.93	-1.36	1.07	-1.18
3	A (B) -2 区开挖第3 层土	-1.53	-2.23	1.71	-2.26
4	A (B) -2 区开挖到基坑底	-2.23	-3.97	2.59	-4.02
5	B-2b 区条形坑开挖到基坑底	-2.12	2.12	2.76	2.16
6	顺作一期完成	-2.13	2.13	2.78	2.15
7	A (B) 4 区开挖第1 层土	-2.76	2.03	2.99	1.97
8	A (B) 4 区开挖第2 层土	-3.52	-1.5	3.52	-1.47
9	A (B) 4 区开挖第3 层土	-3.39	-2.38	4.19	-2.38
10	A (B) -4 区开挖到基坑底	-3.44	-3.22	4.82	-3.23



(2) Plaxis 3D分析
——立柱回弹计算



监测结果对比分析

区间段结果比较

	北线区间			南线区间		
	计算值 (mm)	监测值 (mm)	误差 (mm)	计算值 (mm)	监测值 (mm)	误差 (mm)
沉降变形	-3.22	-2.74	0.48	-3.33	-2.98	0.35
水平变形	-3.04	-2.67	0.37	4.82	3.71	1.11

车站段结果比较

	地铁车站		
	计算值 (mm)	监测值 (mm)	误差 (mm)
沉降变形	1.62	1.50	0.12
水平变形	0.9	1.0	0.1

通过监测结果比较可得，基坑实测值与计算值误差仅在1mm左右，完全能够满足基坑开挖对周边环境模拟的精度要求。

4

某重型码头吊车平台
基础分析

1.1 工程概况

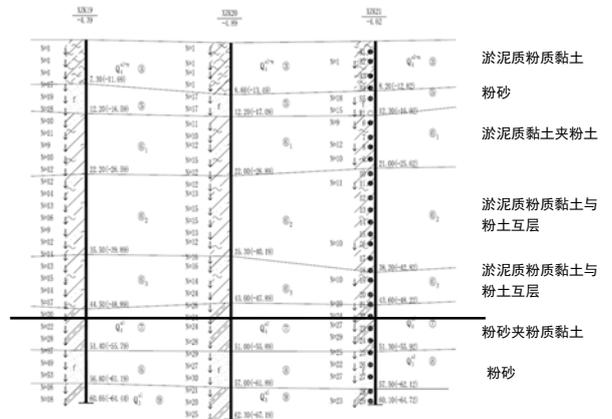
某重型码头，要新建一个码头平台，码头平台上有600T固定桅杆吊



1.1 工程概况



1.2 地质概况



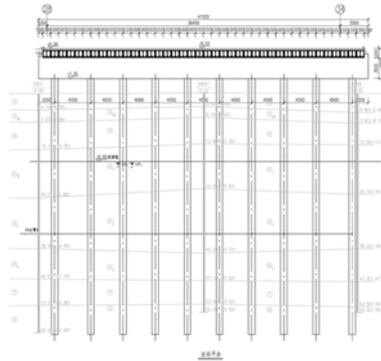
1.2 地质概况

地基土承载力及桩基设计参数建议值 表8.5

层号	岩土名称	状态或 密实度	粘孔隙注桩				混凝土预制桩				推荐 桩径 (m)
			容许 承载力	桩-桩 侧阻力- 标准值							
			【kPa】	f_{sp}							
①	淤泥质粉质黏土	流塑	60	f	f	f	f	f	f	f	φ
②	粉砂	松散	85	12	φ	φ	15	φ	φ	φ	φ
③	粉质黏土	软塑	100	f	f	f	f	f	f	f	φ
④	粉土	中密	110	f	f	f	f	f	f	f	φ
⑤	粉砂	中-中密	120	35	550	45	1900	-13左右			
⑥	淤泥质黏土夹粉土	流塑	90	18	φ	φ	19	φ	φ	φ	φ
⑦	淤泥质粉质黏土 与粉土互层	流塑	110	26	φ	φ	30	φ	φ	φ	φ
⑧	淤泥质粉质黏土 与粉土互层	流塑	120	33	φ	φ	38	φ	φ	φ	φ
⑨	粉砂夹粉质黏土	中密	170	55	1150	65	3800	-49~51			
⑩	粉砂	密实	200	70	1200	90	4500	-57~59			

1.3 设计概况

平台尺寸为41m x 40m, 拟采用整体式平台, 桩基采用PHC桩 (桩径800~1000mm) 桅杆吊4个固定支点, 受压支点最大压力约为2000t, 受拉支点最大拉力约1000t

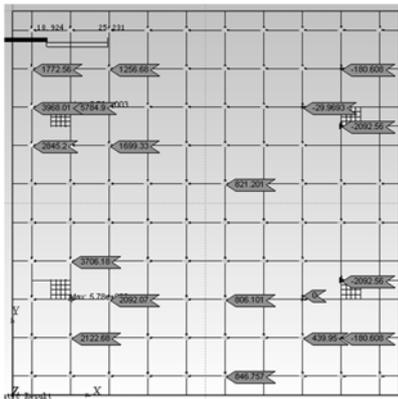


根据地质分布情况, 拟采用⑦粉砂夹粉质黏土或⑧粉砂层为桩基持力层。

1mPHC, 进入⑦层4m:
承载力设计值: 3850kN

0.8mPHC, 进入⑦层4m:
承载力设计值: 3400kN

1.3 设计概况

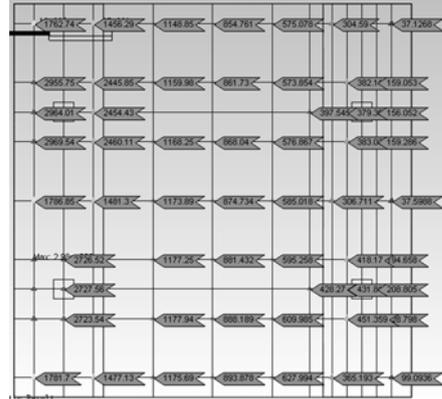


均匀布桩条件下, 整体3m厚平台板, 均匀布置100根桩

桩基最大压力: 5785kN
桩基最大拉力: 2092kN

桩基压力与拉力均远超设计值, 需要调整设计进行优化

2 计算分析

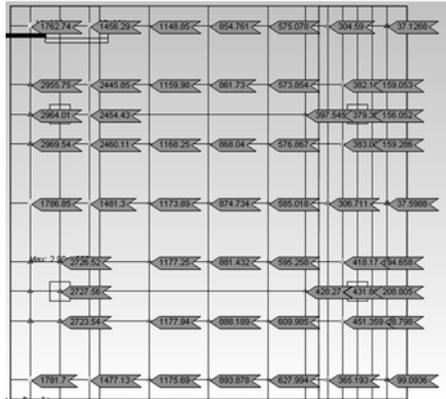


优化桩基布置条件下, 两侧板厚2.5m, 中部1m厚共布设65根桩

桩基最大压力: 2964kN
桩基不出现拉力

桩基布置较为合理, 并且经济性较好。

1.3 设计概况



优化桩基布置条件下, 两侧板厚2.5m, 中部1m厚共布设65根桩

桩基最大压力: 2964kN
桩基不出现拉力

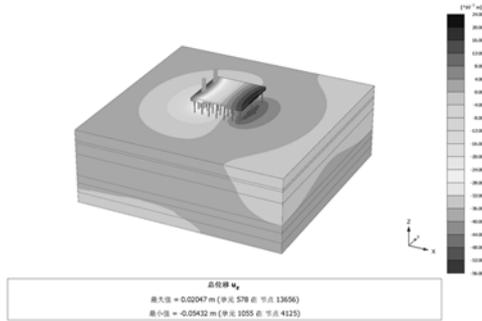
桩基布置较为合理, 并且经济性较好。

2 计算模型

平台结构: 实体模型
桩基: embedded桩
土层: 摩尔库伦土体模型

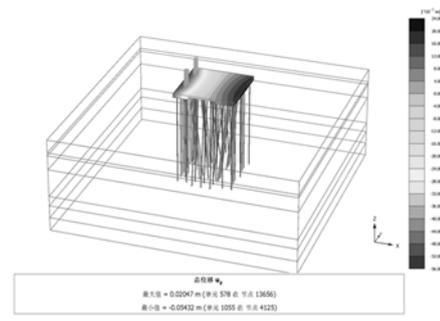
	⑥淤泥质粉质黏土	⑧夹粉砂	⑥1淤泥质粉质黏土夹粉土	⑦2淤泥质粉质黏土与粉土互层	⑦粉砂夹粉质黏土	⑩粉砂
重度 (kN/m ³)	17.2	19.2	17.6	17.7	18	18.6
E (kN/m ²)	5000	13000	3000	7000	20000	100000
v	0.35	0.25	0.35	0.35	0.3	0.3
C (kN/m ²)	11	5	16	15	15	4
Φ (°)	12	26	13	15	20	30
侧摩阻力 (kN/m ²)	0	15	19	30	65	90
端阻力 (kN/m ²)	-	-	-	-	3600	4500

3 计算分析



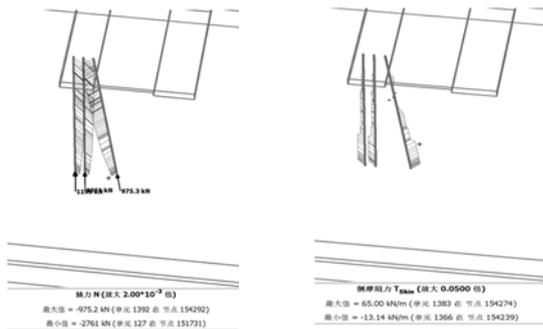
码头平台板最大沉降约为56mm

3 计算分析



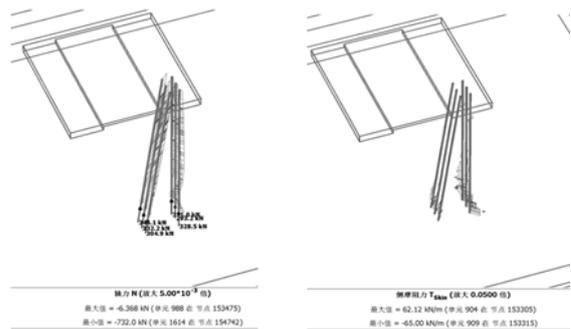
码头平台板最大沉降约为56mm

3 计算分析



桅杆吊受拉固定点桩基呈受压状态，最大压力为2761kN
桩基的侧摩阻力范围复合勘察报告的推荐值

3 计算分析



桅杆吊受拉固定点桩基呈受压状态，最大压力为732kN
桩基的侧摩阻力范围复合勘察报告的推荐值



谢谢!





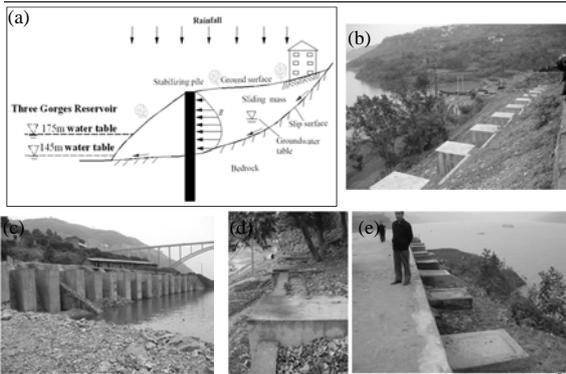
教育和专业背景

- 1998-2002 中国地质大学（武汉）土木工程专业 本科
- 2002-2007 中国地质大学（武汉）地质工程专业 硕博士
- 2007-至今 武汉工程大学资源与土木工程学院 副教授
- 2012.12-2014.1 荷兰屯特大学（ITC）访问学者



2

三峡库区水库滑坡治理——抗滑桩工程



武汉工程大学

3

汇报大纲

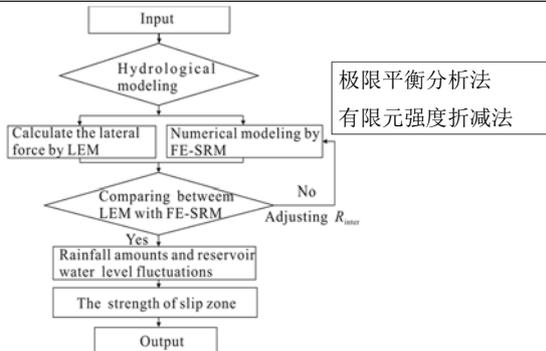
- 库岸滑坡稳定性分析方法
- 滑坡地下水位模拟
- 滑坡剩余推力计算
- 滑坡剩余推力分布
- 讨论和结论



武汉工程大学

4

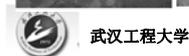
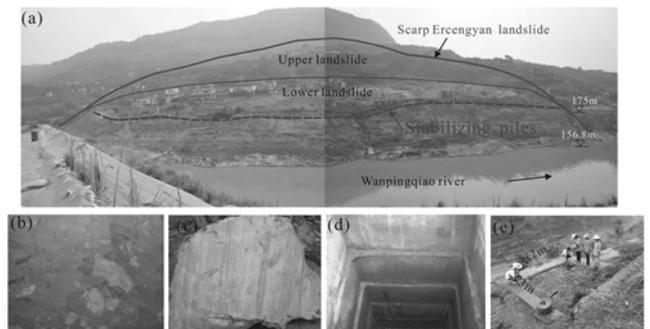
库岸滑坡稳定性分析



武汉工程大学

5

工程实例：三峡库区万州区二层岩滑坡

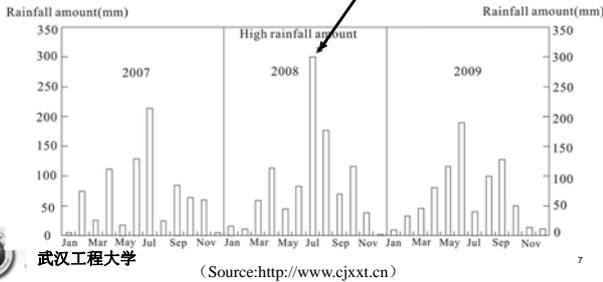


武汉工程大学

6

降雨工况

平均每年降雨量: 1253mm
 最大每年降雨量: 1635.2mm (1982)
 大部分降雨季节: 5月到9月
 最大每月降雨量: 293.6mm (2007~2009)



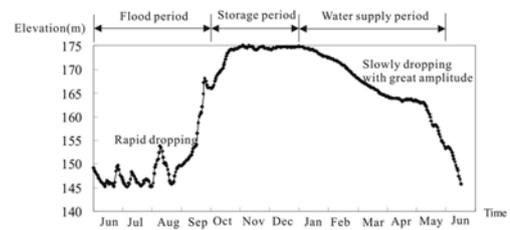
武汉大学

(Source: <http://www.cjxxt.cn/>)

7

库水位变化

- 145m 与175m 之间变化 (2008~至今)
- 低水位 (从5月到9月雨季)

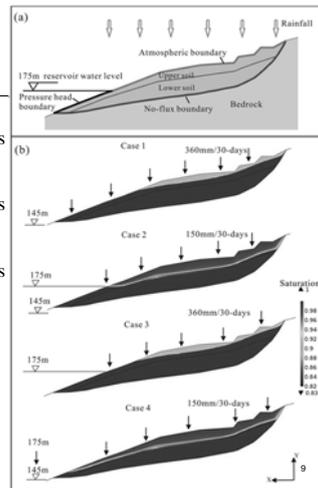


武汉大学

8

滑坡地下水过程

- Case 1: 145m + 360mm/30-days (洪水期)
- Case 2: 175m + 150mm/30-days (蓄水期)
- Case 3: 175m + 360mm/30-days (蓄水期)
- Case 4: 175m to 145m + 150mm/30-days (水位降落期)



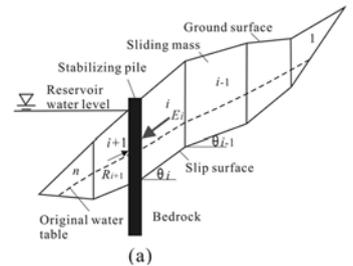
武汉大学

9

剩余推力: 极限平衡法

假设:

- 滑体是一个刚体
- 折线形滑动面
- 满足力的平衡
- 剩余推力平行于滑动面



武汉大学

10

剩余推力: 强度折减法

第 i 块 法向力的平衡:

$$N_i = (Q_i + W_{i1} + W_{i2}) \cos \theta_i - D_i \sin(\theta_i - \alpha_i) + E_{i-1} \sin(\theta_{i-1})$$

第 i 块 平行力的平衡:

$$T_i = (Q_i + W_{i1} + W_{i2}) \sin \theta_i + D_i \cos(\theta_i - \alpha_i) + E_{i-1} \cos(\theta_{i-1})$$

渗透力:

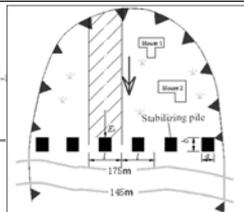
$$D_i = i \gamma_w V_{i2} \quad (3)$$

滑体的剩余推力: E_i :

$$E_i = A_i + \sum_{j=1}^{i-1} A_j \prod_{j=1}^i B_j \quad (4)$$

抗滑桩设计推力 E :

$$E = E_i / \cos \theta_i \quad (5)$$



武汉大学

11

滑坡稳定性系数 (极限平衡法)

滑坡稳定性系数 (无桩) F_s :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (N_i \tan \phi_i + c_i L_i)}{\sum_{i=1}^n T_i} \quad (1)$$

滑坡稳定性系数 (有桩) F'_s :

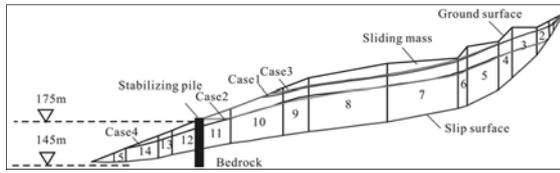
$$F'_s = \frac{\sum_{i=1}^n (N_i \tan \phi_i + c_i L_i) + E_i}{\sum_{i=1}^n T_i} \quad (2)$$



武汉大学

12

工程应用



滑坡稳定性系数(无桩/有桩)及作用在桩上剩余推力

	Safety factor without pile	Safety factor with pile	Lateral force
Case 1: 145m + 360mm (30-days)	0.99	1.18	2247
Case 2: 175m + 150mm (30-days)	1.12	1.26	1487
Case 3: 175m + 360mm (30-days)	1.01	1.26	2663
Case 4: 175m to 145m + 150mm (30-days)	1.07	1.21	1587

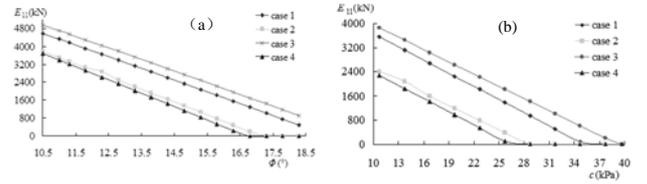


武汉工程大学

13

敏感性分析

滑坡剩余推力随着粘聚力c的增加而降低，摩擦角φ的增加而降低



武汉工程大学

14

极限平衡法: 局限性

不能考虑力矩的平衡

与国际上通用的考虑力和力矩的平衡方法，如Janbu (1954), Morgenstern (1965) and Spencer (1967) 相比较

没有考虑桩间距对滑坡推力的影响

只能获得1m宽滑体的剩余推力，运用经验的方法估计剩余推力。



武汉工程大学

15

有限元强度折减法

剩余推力Ei：法向应力的面积 (Budhu, 1999)

$$E_A = \int_0^{H_0} \sigma_n dz \quad (1)$$

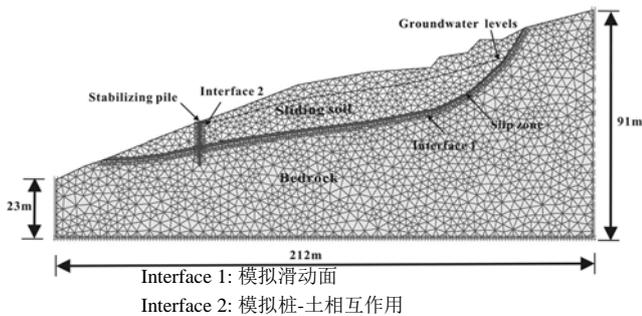
剩余推力Ei：运用PLAXIS 中c-φ 折减法计算



武汉工程大学

16

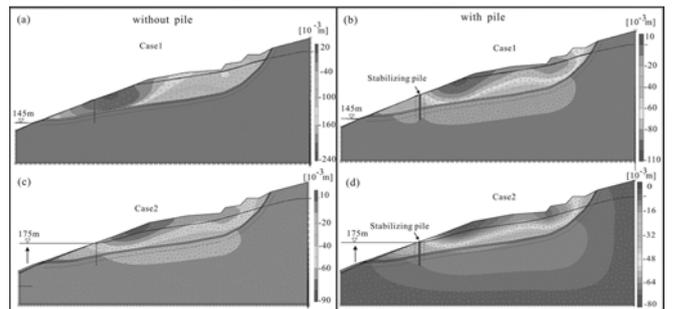
数值模型 (PLAXIS)



武汉工程大学

17

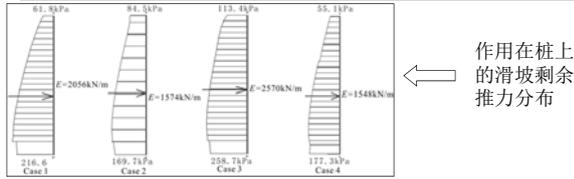
滑坡水平位移 (无桩和有桩)



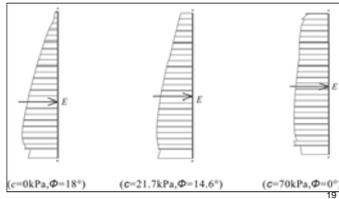
武汉工程大学

18

滑坡推力的分布



不同剪切强度参数的滑坡
剩余推力分布



武汉大学

讨论和结论

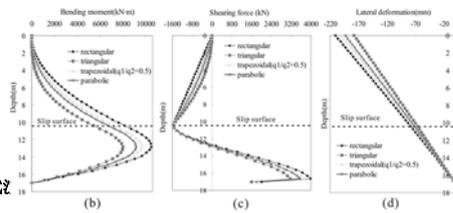
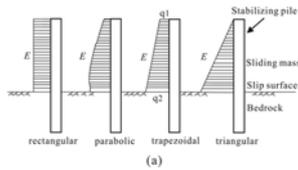
- 滑坡剩余推力，极限平衡法计算结果比有限元强度折减法大
- 滑坡剩余推力，受降雨量影响较大
- 库水位上升至175m 和高降雨量联合作用下，滑坡剩余推力最大
- 滑坡剩余推力的分布呈抛物线分布



武汉大学

20

剩余推力的不同分布模式及桩的受力作用



武汉大学

21

谢谢大家，请批评指正!



武汉大学

22