

钢结构——  
以技术创新为客户提供超值设计

王立军

第十期“十三五”万名总师培训班  
2018年5月22日 北京

内容:

- 一、特殊桁架抗弯框架 (STMF, 苹果店)
- 二、钢框架+金属阻尼墙结构 (9层住宅)
- 三、钢框架+黏滞阻尼墙结构 (9层住宅)
- 四、钢框架—偏心支撑结构 (220m高办公楼)
- 五、钢框架—钢板组合剪力墙结构 (729m高办公楼)
- 六、人行钢桥
- 七、长沙XX中心 (300m高办公楼)

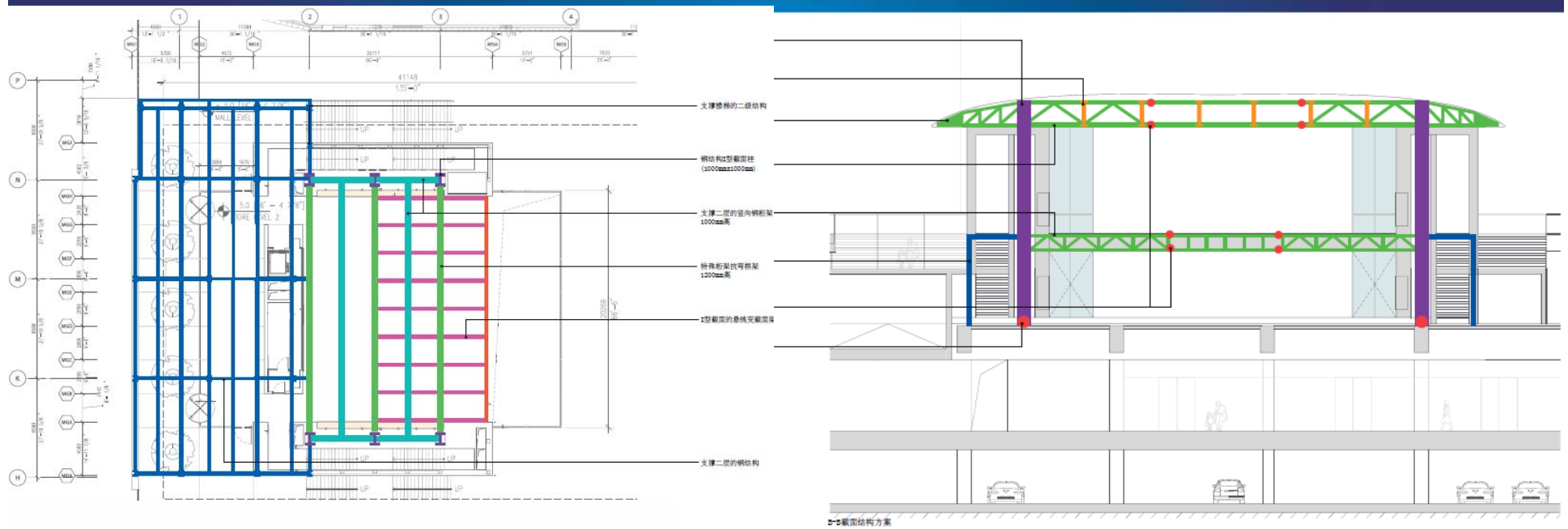
## 一、特殊桁架抗弯框架 (STMF)

# 一、特殊桁架抗弯框架 (STMF)

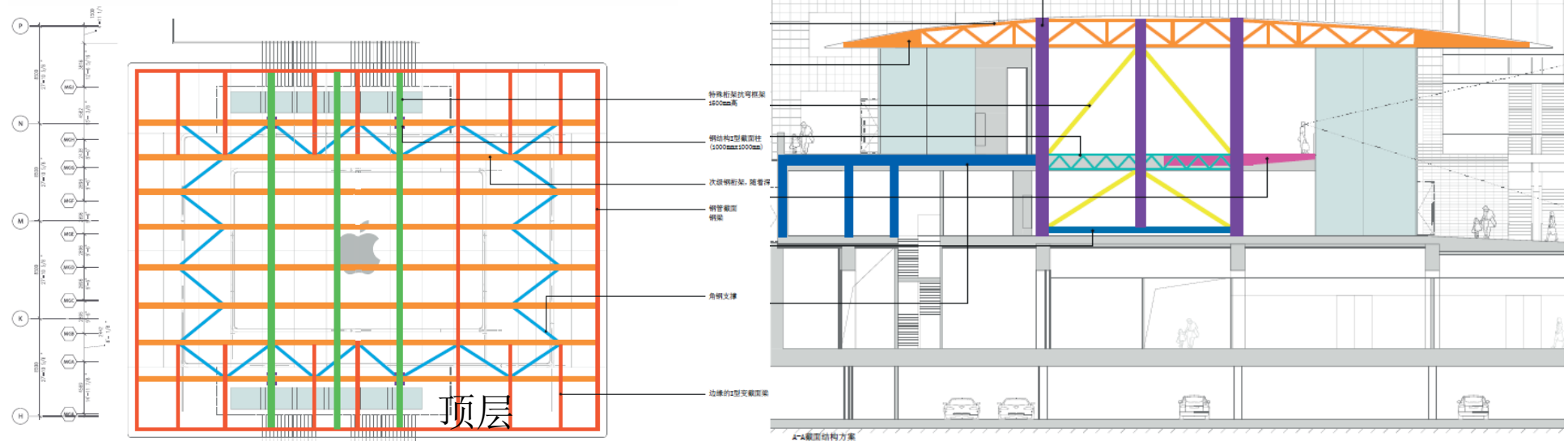




# 一、特殊桁架抗弯框架 (STMF)



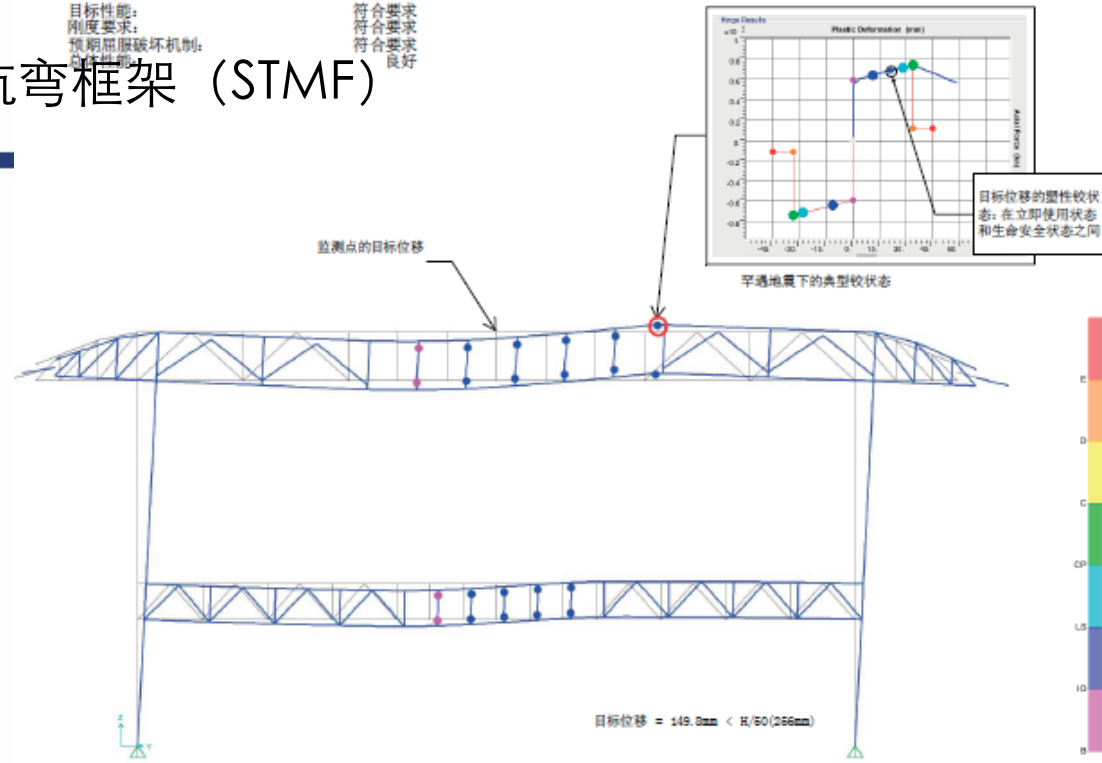
二层



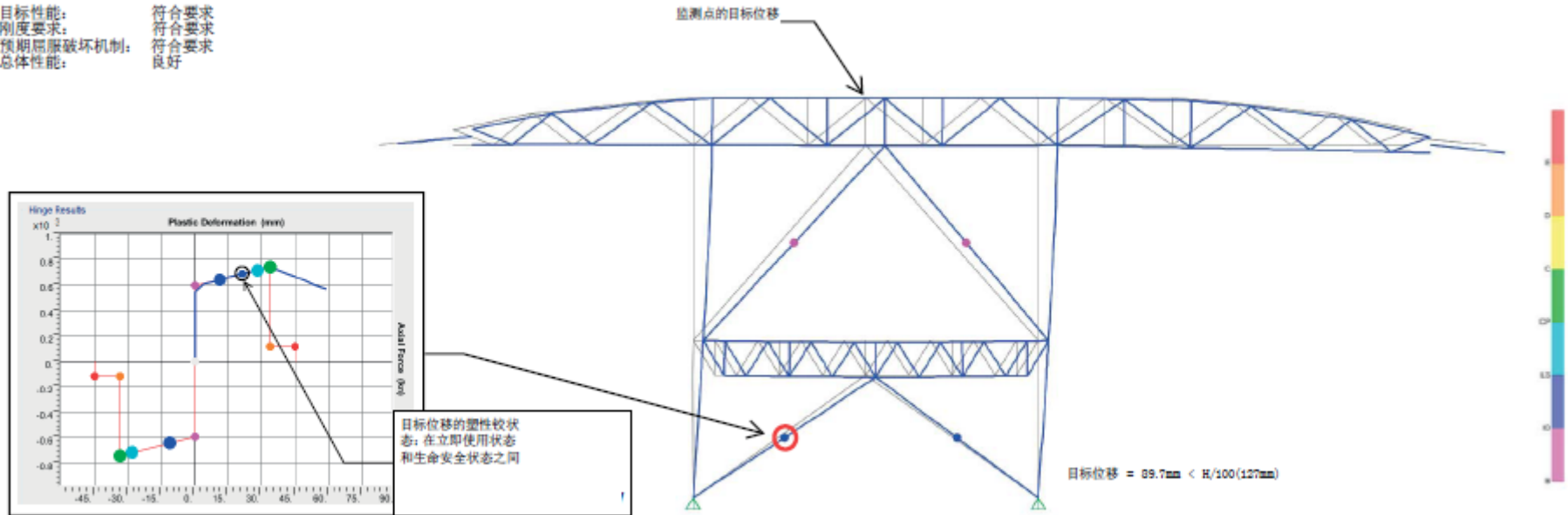
顶层

# 一、特殊桁架抗弯框架 (STMF)

目标性能: 符合  
 刚度要求: 符合  
 预期屈服破坏机制: 符合  
 总体性能: 良好



目标性能: 符合  
 刚度要求: 符合  
 预期屈服破坏机制: 符合  
 总体性能: 良好



罕遇地震下的典型状态

# 一、特殊桁架抗弯框架 (STMF)

STMF的Truss形式：

注意到静力推覆得到的truss屈服情况，上部truss为中间平腹杆空腹桁架的弦杆和竖腹杆屈服，下部truss干脆只有中间平腹杆空腹桁架的竖腹杆屈服。建议将truss的耗能段由平腹杆空腹桁架改为交叉斜杆空腹桁架，以避免因平腹杆桁架的竖杆屈服造成桁架塌陷。

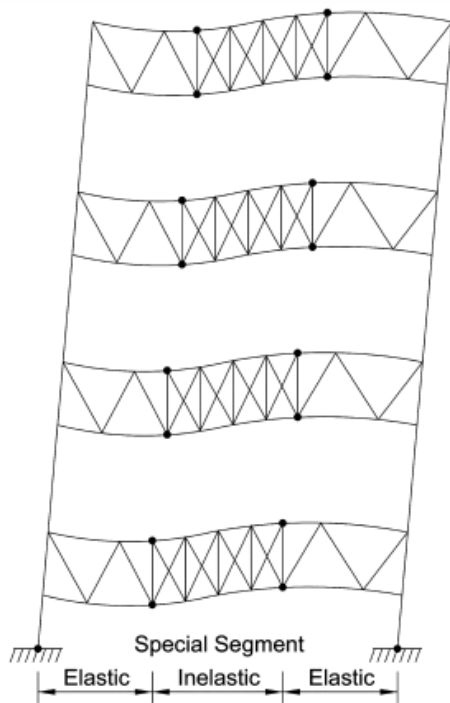


Fig. C-I-12.2. Intended yield mechanism of STMF with diagonal web members in special segment.

Truss-girder moment frames have often been designed with little or no regard for truss ductility.

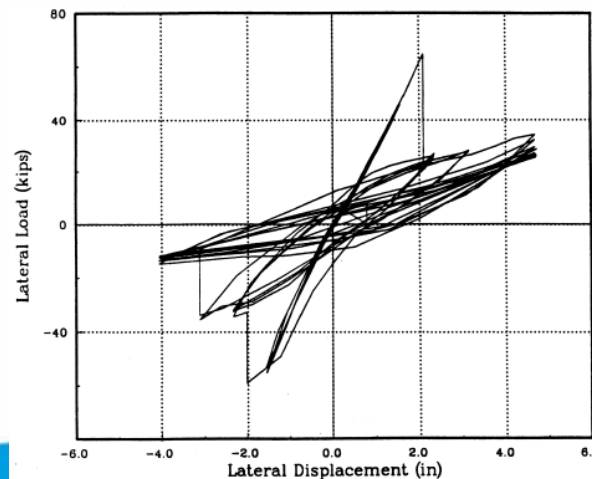


Fig. C-I-12.1. Strength degradation in undetailed truss girder.

STMF are ductile with stable hysteretic behavior for a large number of cycles up to 3 percent story drifts.

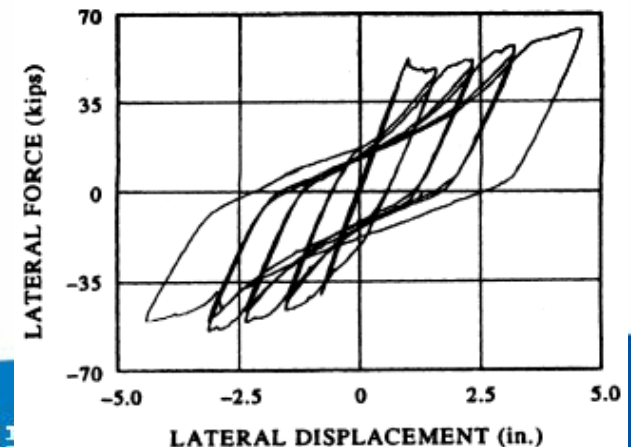


Fig. C-I-12.3. Hysteretic behavior of STMF.

## 二、钢框架+金属阻尼墙结构（9层住宅）

金属阻尼墙钢框架结构（合作单位：上海力岱，田海）  
9层钢框架，住宅

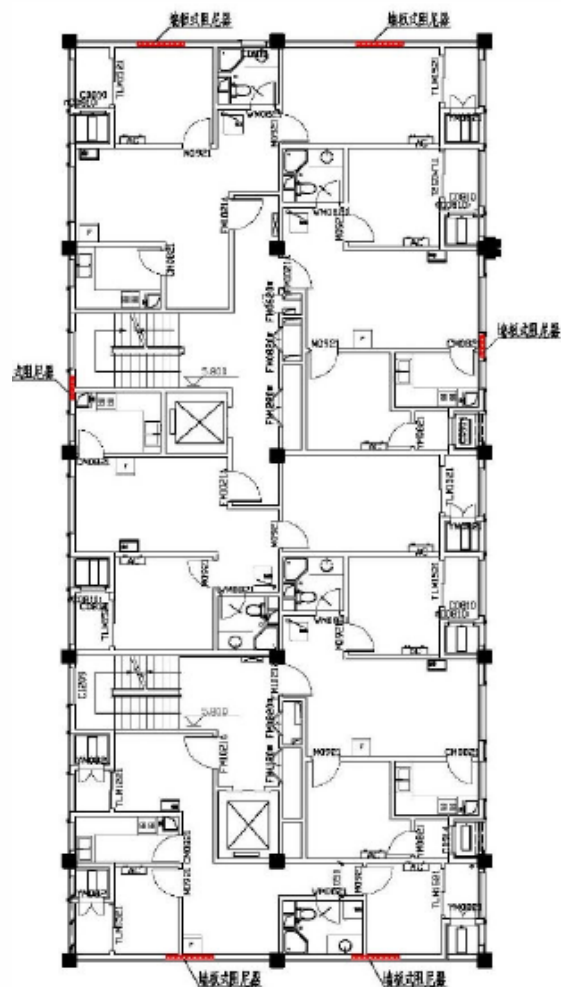


图 2.5 4#阻尼器布置图



创新提升价值 精诚建造未来



# 金属阻尼器

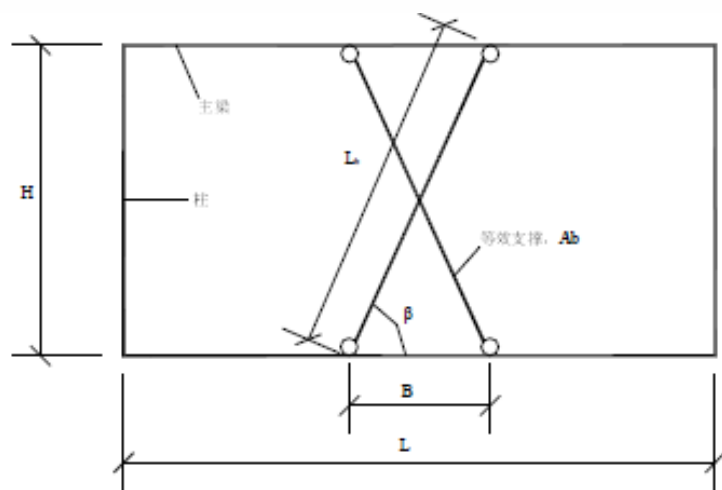


图 1.6 等效支撑计算模型

$$A_b = \frac{KL_b}{2E \cos^2 \beta}$$

$$+KU \quad m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_{\text{eff}}(t)$$

$$p_{\text{eff}}(t) = -m_l \ddot{u}_g(t)$$

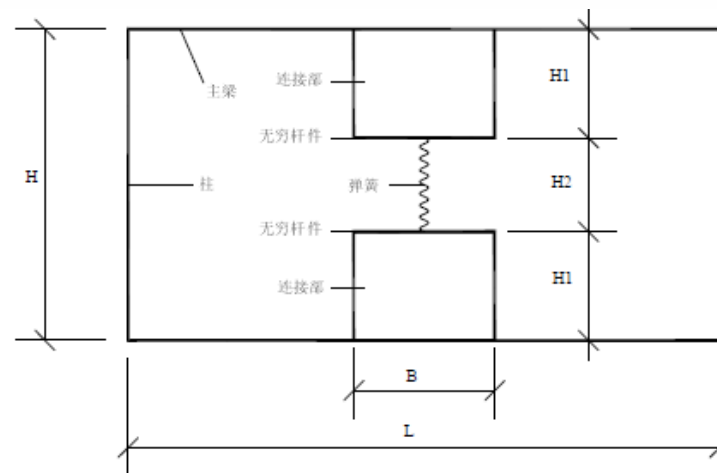


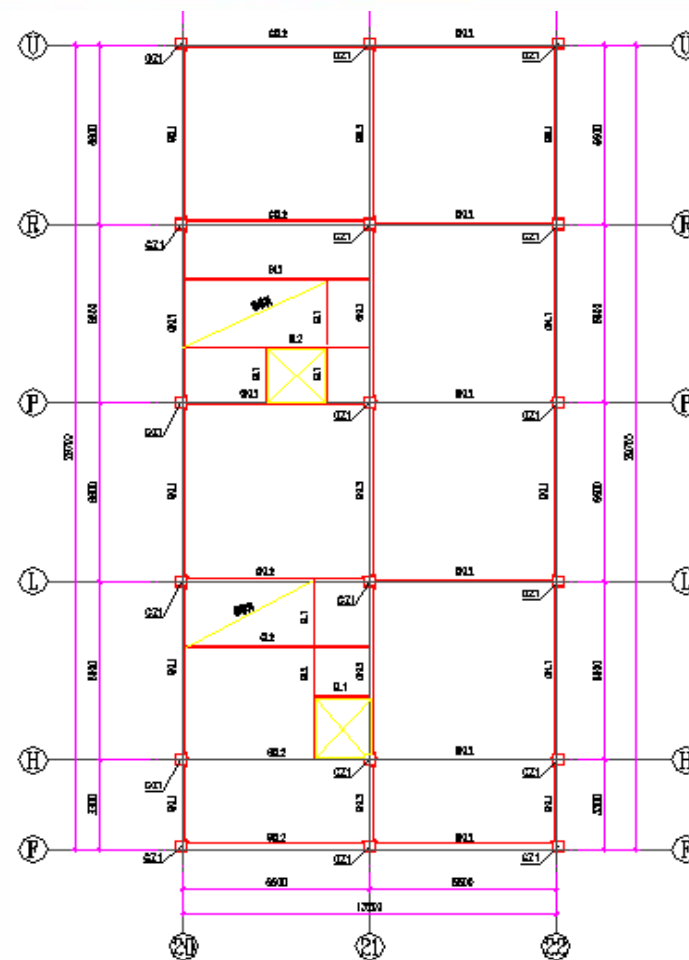
图 1.7 弹簧模型

## 项目概况

1、北京市丰台区安置房项目，地上**9层**，  
**层高2.9米**，地下**3层**，结构总高度**26.1米**。

2、结构体系为钢框架+阻尼器结构体系，  
地上地下框架柱均为矩形钢管混凝土柱，  
框架梁采用H型钢，**柱距为6.6米**，  
地上大空间结构无次梁布置。

3、楼板地上采用桁架**钢筋混凝土叠合楼板**，  
板厚**170mm**，地下采用**钢筋桁架楼承板**，板厚**150mm**。



1~4层梁柱平面布置图

4、地上1~6层布置墙板式阻尼器，  
每层布置6个，X方向布置4个，Y方向  
布置2个；阻尼器总数量为36个。

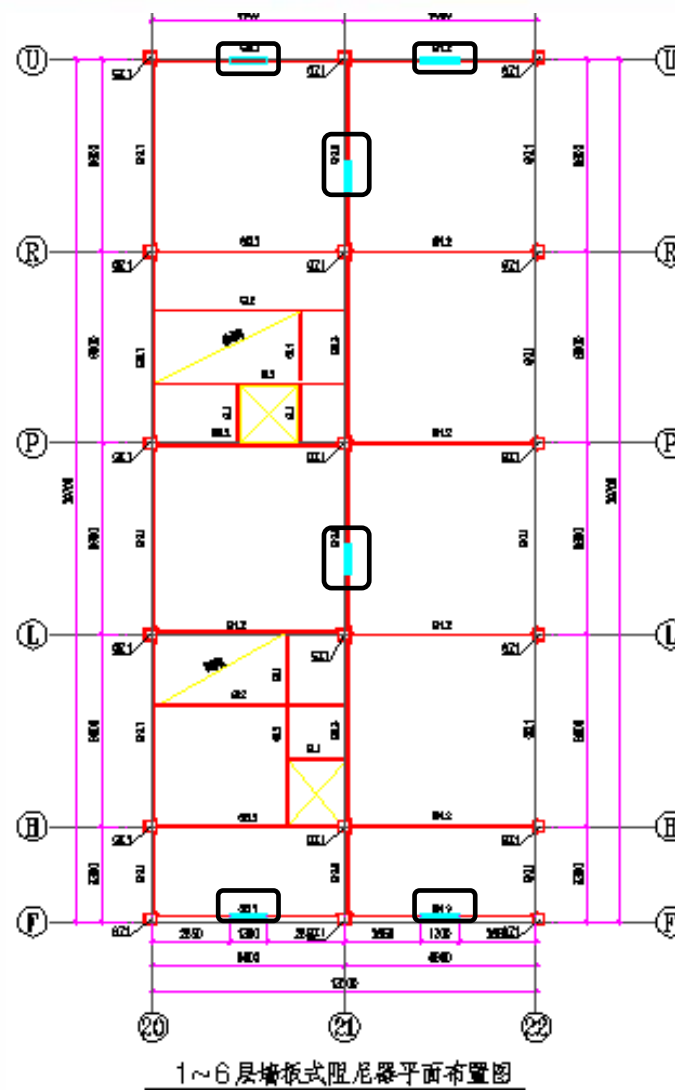
5、因地下水位较高，通过经济性比较  
，基础采用筏板基础。

6、梁、柱截面

地下室：柱：450x450x16矩形钢管砼柱

地上：柱：400x400x14~8矩形钢管砼柱

梁：350x150x8x14~22



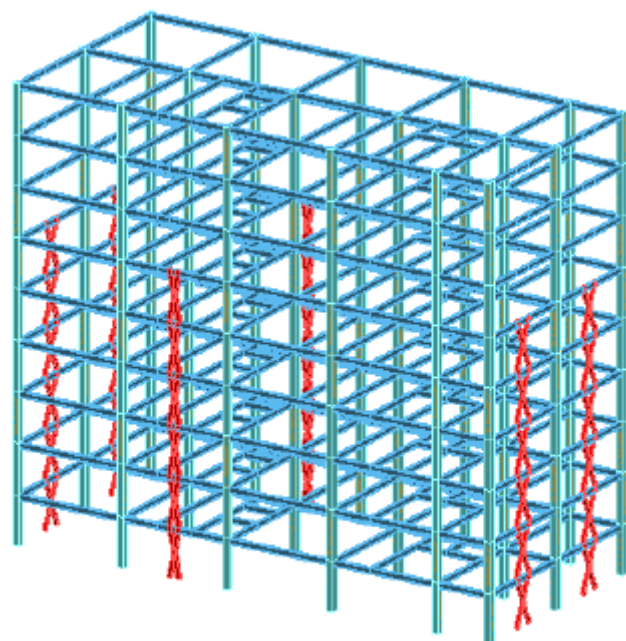


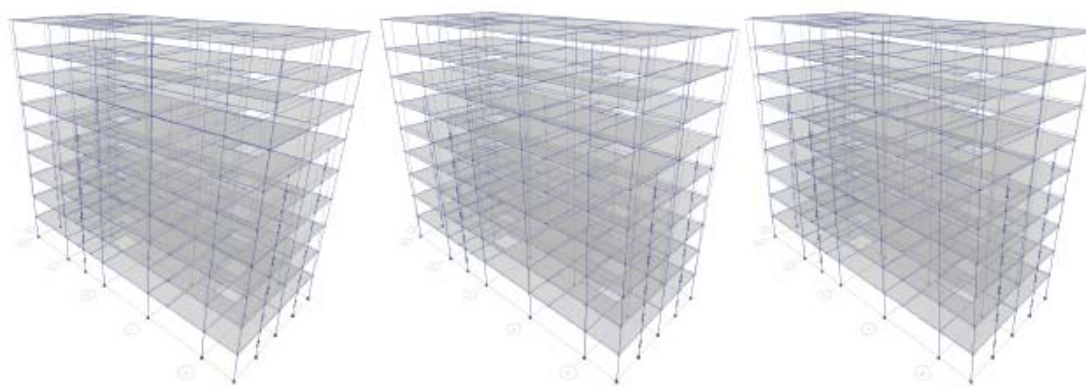
图 2.6 PKPM 等效支撑模型

表 3.15 周期 (s)

振型	等效支撑模型	弹簧模型	误差
1	1.877	1.837	2.13%
2	1.758	1.831	4.15%
3	1.333	1.393	4.50%

表 3.20 最大层间位移角

	X 向	Y 向
反应谱	1/314	1/312
RG1-Acc2	1/509	1/537
RG2-Acc4	1/414	1/392
TR1-Usa00054	1/527	1/468
TR2-Usa04518	1/537	1/518
TR3-Usa04602	1/475	1/453
TR4-Usa00022	1/453	1/433
TR5-Usa00684	1/453	1/433
七条波平均值	1/493	1/463



(a) 第一振型

(b) 第二振型

(c) 第三振型

限值: 1/250 → → 1/300

创新提升价值

精诚建造未来

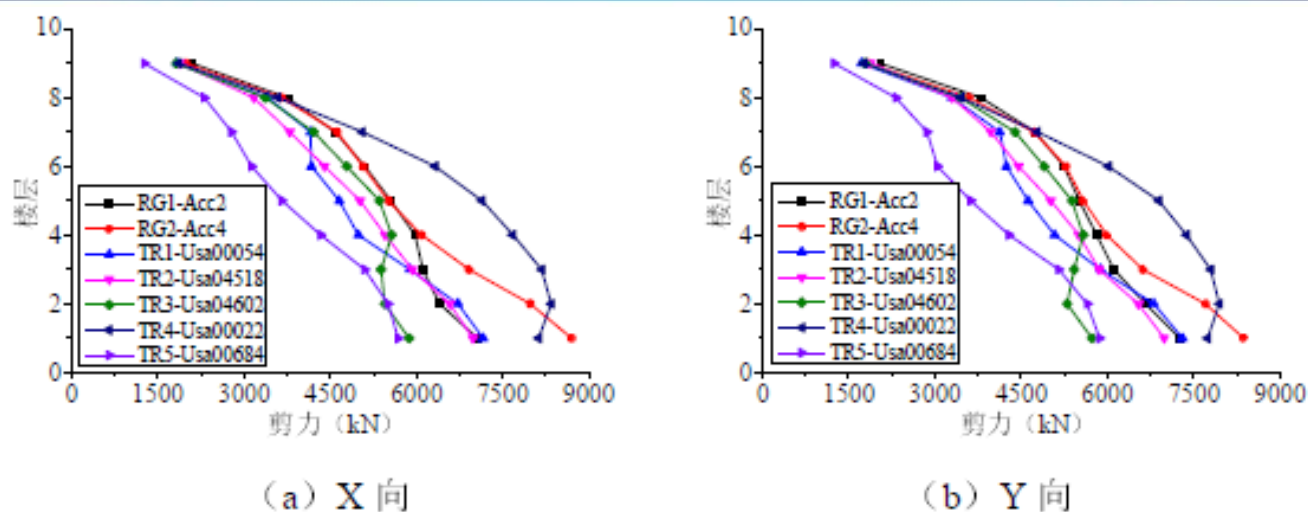
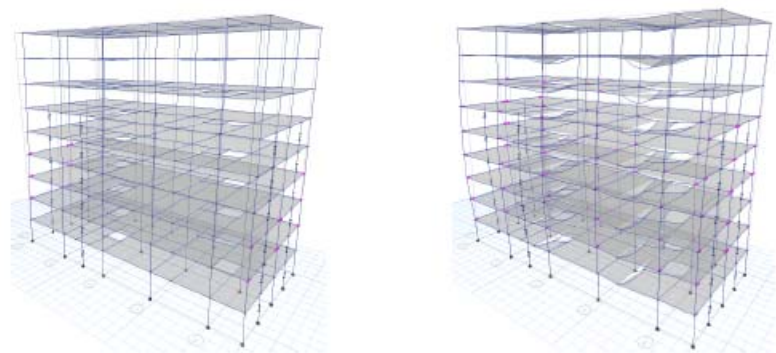


图 3.20 大震动力时程作用下结构的楼层剪力

	X 向	Y 向
TR1-Usa00054	1/101	1/96
TR2-Usa04518	1/92	1/88
TR3-Usa04602	1/86	1/84
TR4-Usa00022	1/80	1/75
TR5-Usa00684	1/83	1/78
七条波平均值	1/91	1/87

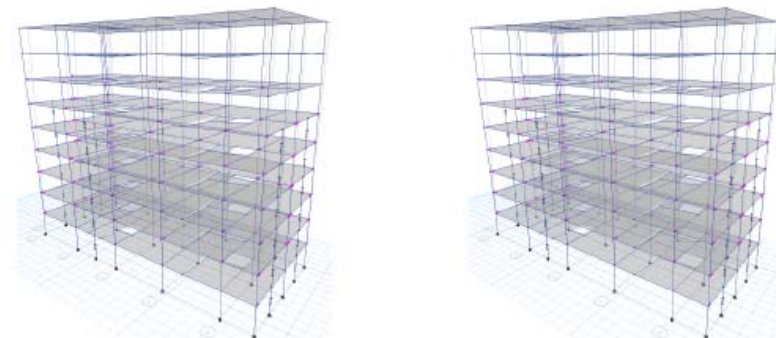
限值：  
1/50 → →  
1/70





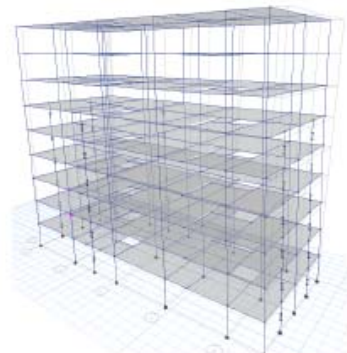
(a) 3.5s 时

(b) 5s 时

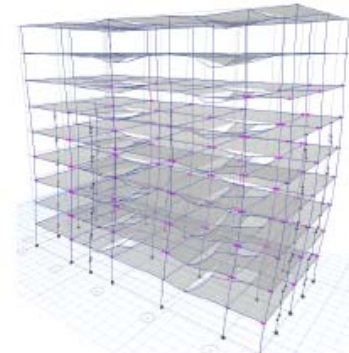


(c) 10s 时

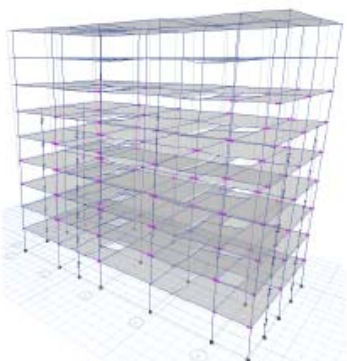
图 3.22 天然波 TR4-Usa00022 作用下 X 向地震作用下的塑性铰发展



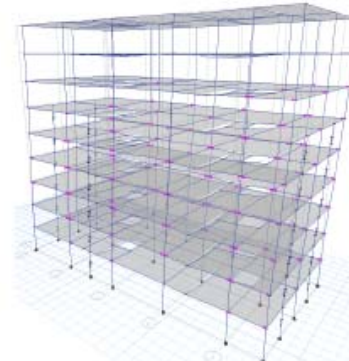
(a) 3.4s 时



(b) 5s 时



(c) 10s 时



(b) 20s 时

图 3.23 天然波 TR4-Usa00022 作用下 Y 向地震作用下的塑性铰发展

从图 3.22 可以看出，X 向地震作用下，3.5s 时，框架梁开始出现塑性铰，5s 时，框架梁迅速出现塑性铰，10s 后，塑性铰不再增加，并且大部分框架梁的损伤处于 IO 阶段。整个动力时程分析过程中，框架柱未出现塑性铰。

从图 3.23 可以看出，Y 向地震作用下，3.4s 时，框架梁开始出现塑性铰，5s 时，框架梁迅速出现塑性铰，10s 后，塑性铰不再增加，并且框架梁的损伤处于 IO 阶段。整个动力时程分析过程中，框架柱未出现塑性铰。

### 3.2.5 计算分析小结

(1) PKPM 软件和 ETABS 软件计算结果比较接近，可以采用两种软件对结构进行计算。

(2) 等效支撑模型和弹簧模型计算结果比较接近，两种计算模型均可模拟墙板式阻尼器。

(3) 小震作用下，动力时程方法计算的层间位移角均小于规范规定的限值（1/300），同时，动力时程方法计算的结果小于反应谱法计算的结果，因此，采用反应谱进行设计是安全的。

**1/70** (4) 大震作用下，动力时程方法计算的层间位移角均小于规范规定的限值（1/50），只有部分框架梁出现塑性铰，框架柱没有出现塑性铰。其中，出现塑性铰的框架梁损伤情况均处于 IO 阶段，满足“大震不倒”的抗震需求。

(5) 小震作用下，墙板式阻尼器为结构提供抗侧刚度；大震作用下，墙板式阻尼器发生屈服，并产生了良好的耗能效果。

主体结构，小震不坏，中震不坏，大震不坏

地震后只需更换阻尼墙





### 三、钢框架+黏滞阻尼墙结构（9层住宅）



## 钢框架+黏滞阻尼墙（速度相关型）



黏滞阻尼墙

- 特点：
- 1) 提供附加阻尼，对地震和风振都能发挥作用；
  - 2) 安装简单，施工误差对耗能减震效果影响小；
  - 3) 厚度薄，布置自由。



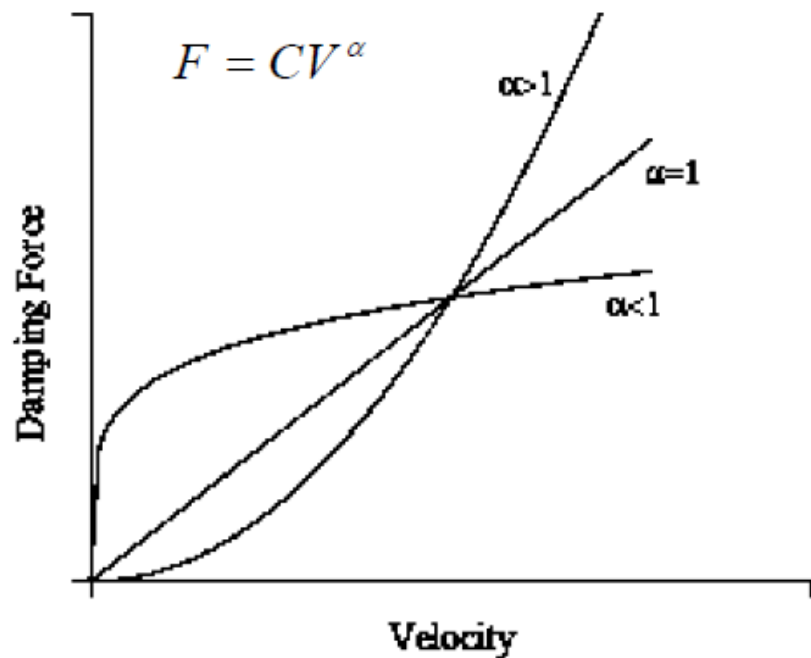


图 2-1 黏滞阻尼力与速度的变化关系图

$$+CV^\alpha \quad m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_{\text{eff}}(t)$$

$$p_{\text{eff}}(t) = -m_l \ddot{u}_g(t)$$

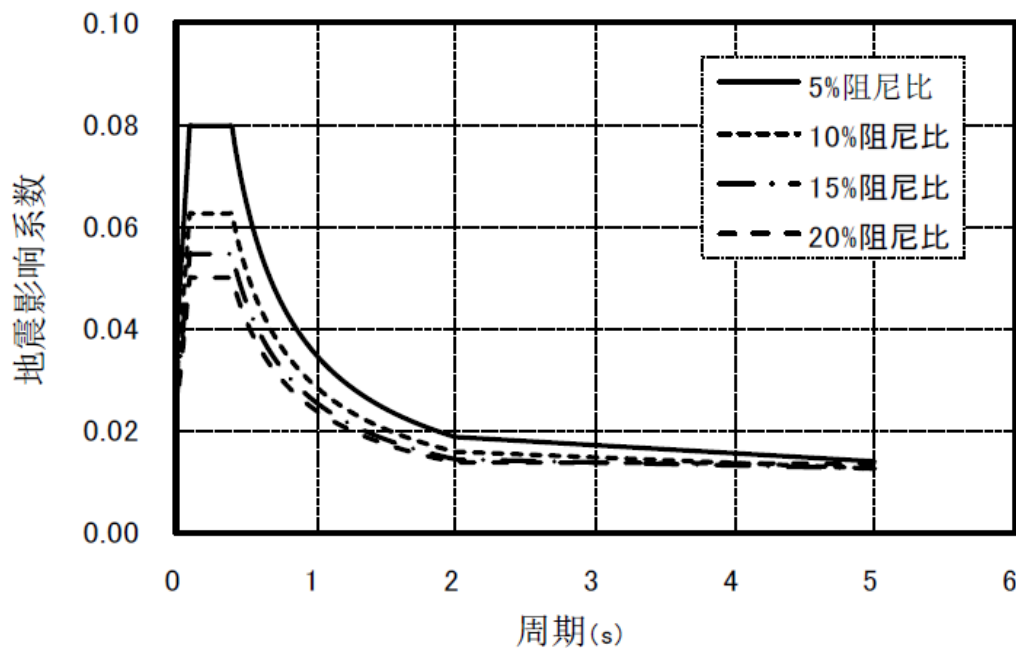


图 1-3 不同阻尼比情况下的地震影响系数曲线

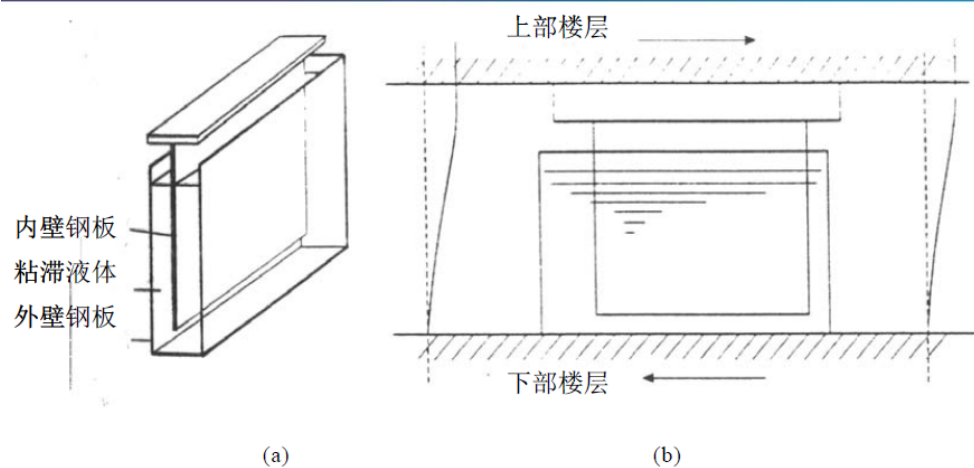


图 2-4 黏滞阻尼墙

(a) 基本构造; (b) 工作原理

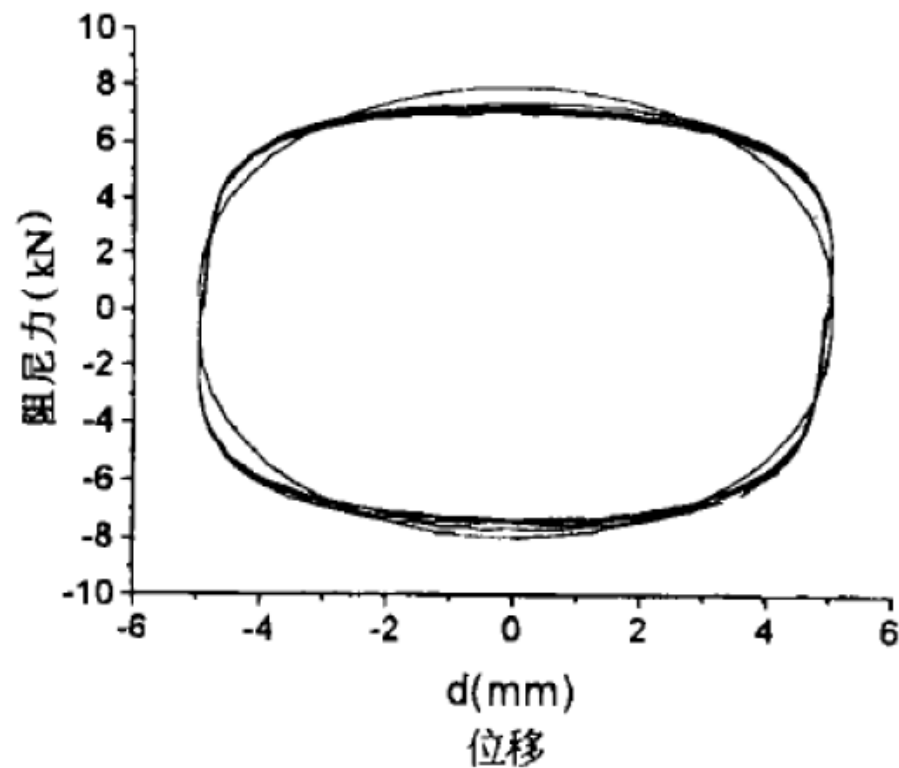
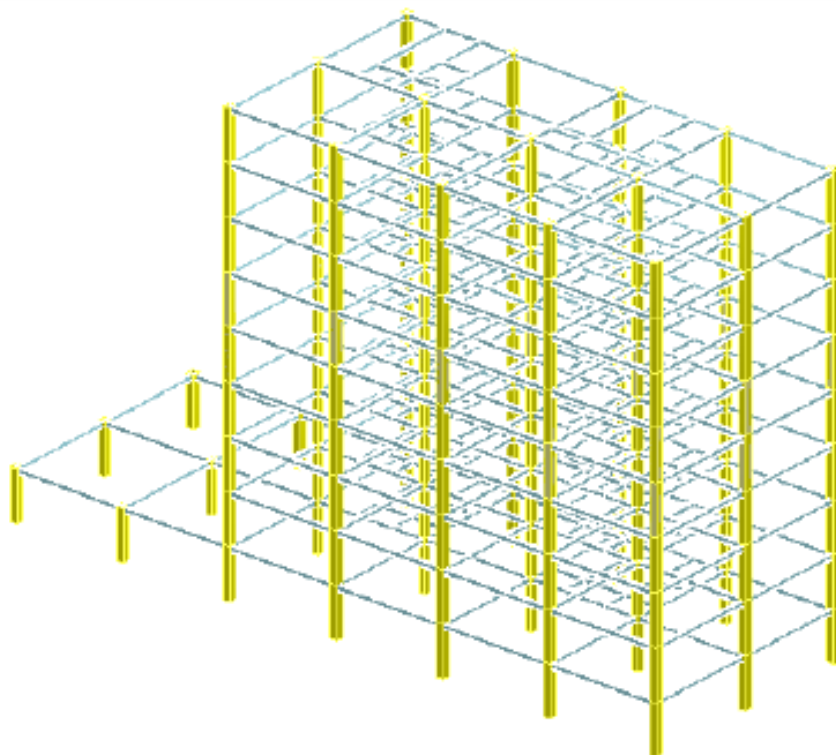


图 2-3 黏滞消能器的典型滞回曲线



图 2-5 黏滞阻尼墙在减震结构中的应用



附加阻尼比计算公式

$$\xi_{eq} = \frac{\sum E_{di}}{\sum 4\pi E_{ki}} + \xi_{initial}$$

(1) VFW 减震方案可为 1#结构附加 11%以上的阻尼比。减震后 1#结构整体阻尼比值取 15%;

注：根据等效线性化方法进行迭代计算，1#结构VFW方案提供的附加阻尼比结果：X向附加阻尼比16.5%，Y向附加阻尼比15.5%，考虑到位移折减，附加阻尼比取11%，1#结构减震后总阻尼比取为15%。

三个模型：

- (1) 原模型，未设置消能器，阻尼比4%，反应谱；
- (2) 阻尼比模型，消能器按附加阻尼考虑，总阻尼比15%，反应谱；
- (3) VFW模型，消能器按弹塑性单元考虑，阻尼比4%，时程。

#### 4.4.1 层间位移角

通过分析表 4.3，可见消能减震设计方案结构的层间位移角得到有效控制。

表 4.3 层间位移角对比

单体	楼层	减震前 原模型		减震后 阻尼比模型	
		X	Y	X	Y
1#	9	1/573	1/723	1/830	1/1033
	8	1/397	1/487	1/553	1/667
	7	1/315	1/377	1/423	1/497
	6	1/281	1/329	1/367	1/423
	5	1/260	1/293	1/335	1/370
	4	1/251	1/275	1/320	1/345
	3	1/243	1/270	1/309	1/338
	2	1/261	1/319	1/327	1/397
	1	1/468	1/750	1/575	1/931

限值：1/250 → 1/300

创新提升价值 精诚建造未来

通过分析表 4.4，可见消能减震设计方案结构的层剪力减小显著。

表 4.4 层剪力对比

单位 kN

单体	楼层	减震前原模型		减震后阻尼比模型		(减震后-减震前)/减震前	
		X	Y	X	Y	X	Y
1#	9	392.82	412.27	244.24	251.39	-38%	-39%
	8	650.51	689.05	434.95	451.78	-33%	-34%
	7	817.11	865.07	576.95	600.94	-29%	-31%
	6	949.83	1005.09	688.98	718.79	-27%	-28%
	5	1060.32	1121.36	786.89	821.26	-26%	-27%
	4	1171.64	1238.72	877.39	915.94	-25%	-26%
	3	1276.37	1349.69	960.6	1002.1	-25%	-26%
	2	1386.96	1464.17	1050.71	1094.21	-24%	-25%
	1	1467.16	1554.26	1117.78	1166.28	-24%	-25%



表 5.8 1#层间位移角对比

单体	楼层	原模型 (时程平均)		VFW 模型 (时程平均)		(VFW 模型-原模型) /原模型	
		X	Y	X	Y	X	Y
1#	9	1/507	1/714	1/1128	1/1553	-55%	-54%
	8	1/372	1/516	1/1079	1/1001	-66%	-48%
	7	1/313	1/409	1/695	1/727	-55%	-44%
	6	1/279	1/347	1/698	1/626	-60%	-45%
	5	1/257	1/313	1/553	1/546	-54%	-43%
	4	1/243	1/297	1/593	1/525	-59%	-43%
	3	1/235	1/293	1/519	1/508	-55%	-42%
	2	1/251	1/346	1/604	1/597	-58%	-42%
	1	1/452	1/811	1/921	1/1321	-51%	-39%
	1	1/507	1/714	1/1128	1/1553	-55%	-54%

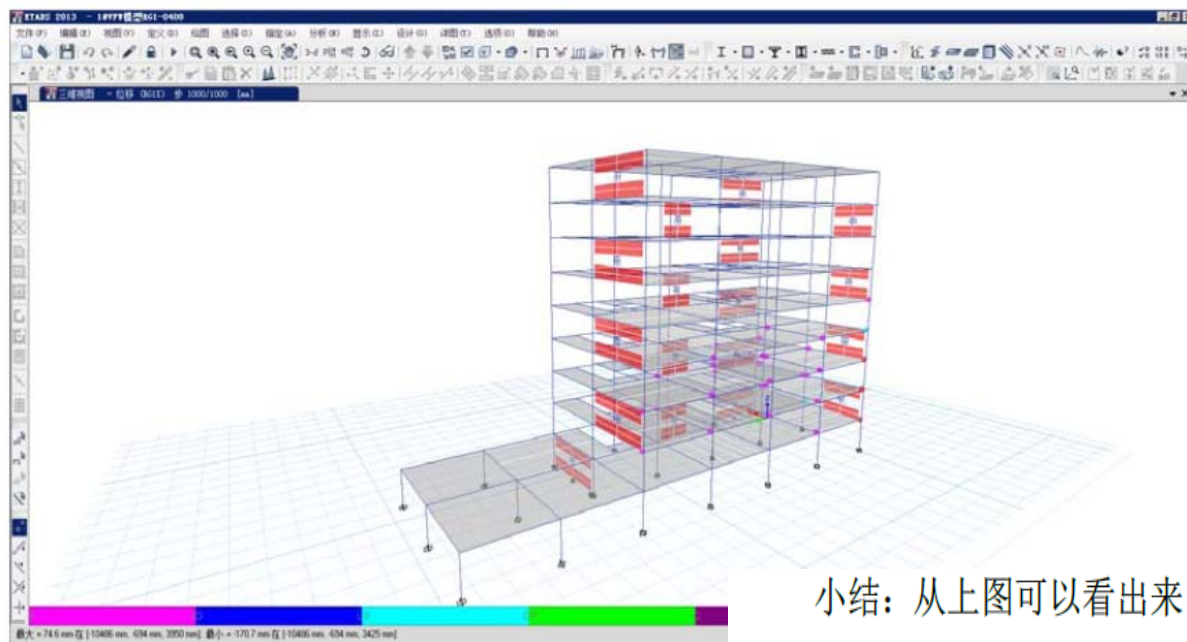
与反应谱计算相比，时程计算减震结构的位移减的更多。

表 5.16 1#层剪力对比

单位 kN

单体	楼层	原模型 (时程平均)		VFW 模型 (时程平均)		(VFW 模型-原模型) /原模型	
		X	Y	X	Y	X	Y
1#	9	467.78	450.48	175.21	135.01	-63%	-70%
	8	722.98	664.59	283.30	359.48	-61%	-46%
	7	853.15	816.86	412.32	441.00	-52%	-46%
	6	993.72	977.18	470.32	548.75	-53%	-44%
	5	1119.45	1110.74	591.03	645.84	-47%	-42%
	4	1278.62	1228.32	631.86	697.31	-51%	-43%
	3	1419.21	1315.39	737.32	767.77	-48%	-42%
	2	1516.85	1416.52	791.17	831.06	-48%	-41%
	1	1709.85	1588.51	970.90	966.97	-43%	-39%

与反应谱计算相比，时程计算减震结构的层剪力减的更多。



(a) RG-X

小结：从上图可以看出，塑性铰最先产生于第一、二、三、四层部分梁产生塑性铰，在人工波最终状态下部分梁出现塑性铰，框架柱未出现塑性铰。

表 5.1 人工波层间位移角

荷载工况	楼层	X	Y
RG(全部)	LEVEL9	1/216	1/271
RG(全部)	LEVEL8	1/148	1/169
RG(全部)	LEVEL7	1/123	1/122
RG(全部)	LEVEL6	1/111	1/107
RG(全部)	LEVEL5	1/105	1/101
RG(全部)	LEVEL4	1/83	1/102
RG(全部)	LEVEL3	<b>1/69</b>	<b>1/100</b>

限值：1/50 → 1/70

### 5.3 时程分析小结

从 5.2 节的时程分析结果中可以看到，1#在地震波的作用下层间位移角最大为  $1/69$ ，出现在 RGX 作用下的 LEVEL 3，4#在地震波的作用下层间位移角最大为  $1/77$ ，出现在 TR2X 作用下的 LEVEL 3，层间位移角满足规范要求，能够实现“大震不倒”的抗震设防要求并有足够的富余。

在不同地震波作用下结构塑性铰出现顺序一致，首先是部分梁出现塑性铰，然后梁塑性铰进入塑性的程度不断加深；最终部分梁出现塑性铰，有效的耗散了地震能量，框架柱未出现塑性铰。结果表明，VFW 有效的发挥了结构第一道防线和耗散地震能量的作用，从而达到了保护主体结构的目的。

主体结构，小震不坏，中震不坏，大震不坏

地震后也无需更换阻尼墙



#### 四、钢框架—偏心支撑结构（230m高办公楼）

## 1、工程概况

长春国际金融中心项目位于长春市市中心，占地面积大约36,000平方米，包括7座塔楼，最高的一座A座为办公建筑，包括地上45层，地下4层，建筑面积约7.8万平方米，建筑高度为230米。

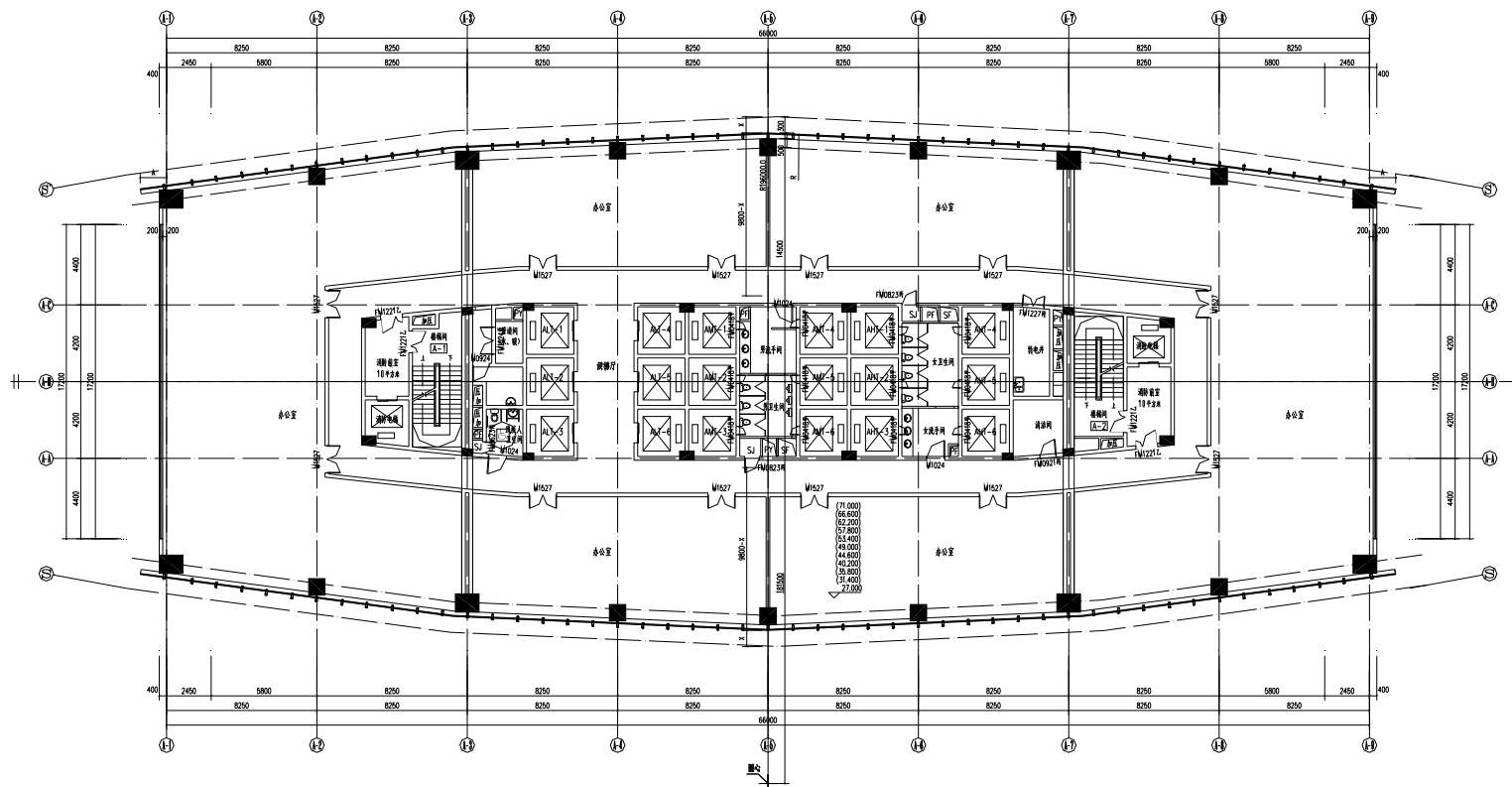
舒同，书法文化商务楼



建筑群西北视图

# 1、工程概况

## ③ 1.1 项目概述



结构高宽比	
外形（用平均宽度）	内筒
9	24.7

## ③ 1.5 风荷载

10 年一遇基本风压, $w_0$	0.45 $\text{kN/m}^2$
50 年一遇基本风压, $w_0$	0.65 $\text{kN/m}^2$
100 年一遇基本风压, $w_0$	0.75 $\text{kN/m}^2$
地面粗糙度类别	C类

由于结构高度较高，主体结构承载力极限状态计算采用100年一遇基本风压0.75  $\text{kN/m}^2$



## ③ 1.6 地震作用

抗震设计将主要依据中国《建筑抗震设计规范（2008年版）》（GB 50011-2001）。根据《抗规》该场地的抗震设防烈度及场地类别规定如下：

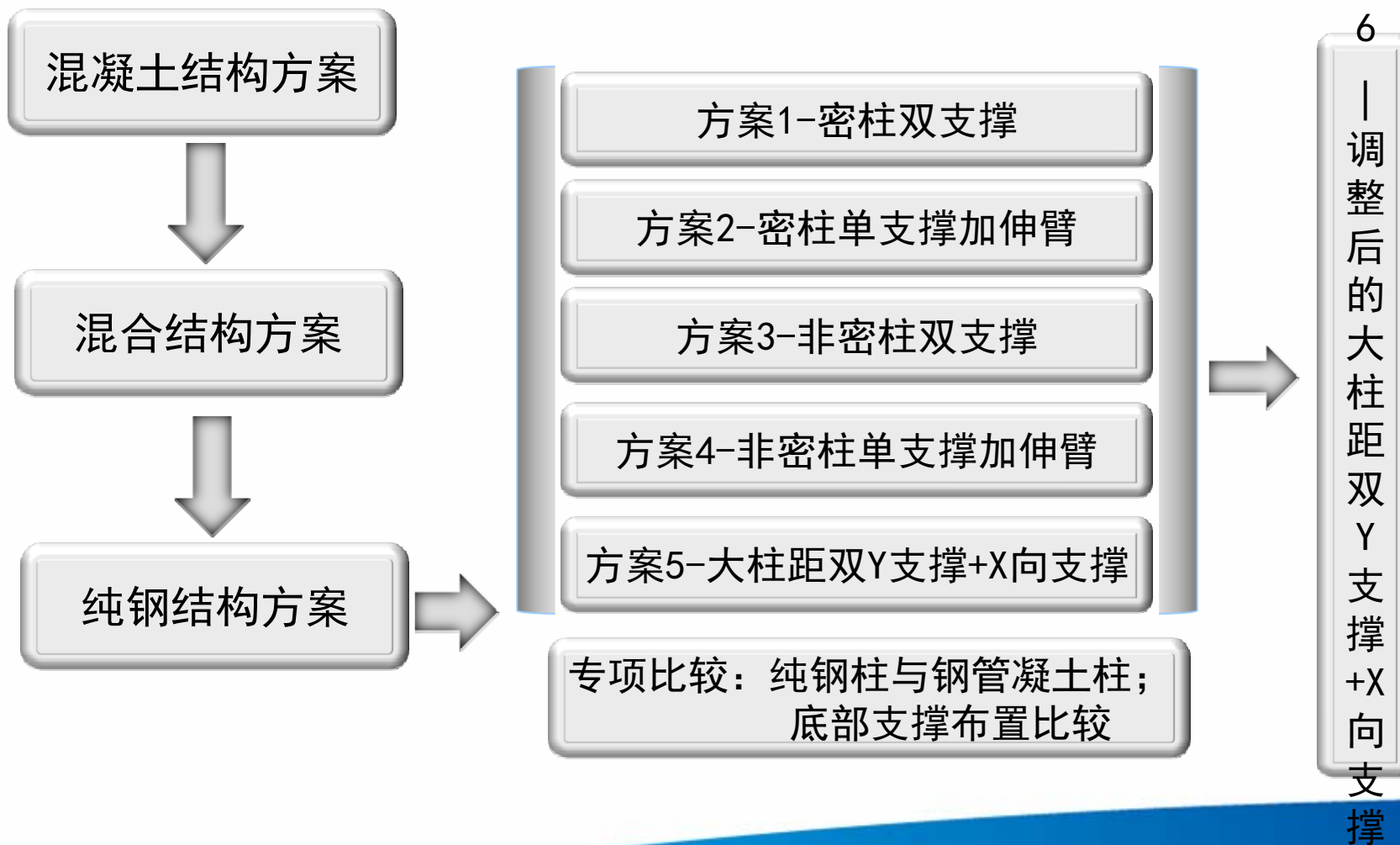
- (1) 抗震设防烈度7度，设计基本地震加速度=0.1g。
- (2) 建筑场地类别II类场地，设计地震分组第一组， $T_g = 0.35$ 秒；
- (3) 本结构为钢结构，结构阻尼比取为0.02（小震）和0.05（大震）；

地震特征参数取值

地震影响	50年设计基准期超越概率	重现周期（年）	建筑结构抗震规范	
			时程分析峰值加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	$\alpha_{max}$
多遇地震（小震）	63%	50	35	0.08
罕遇地震（大震）	2%~3%	2475	220	0.5

## 2、方案演变与研究

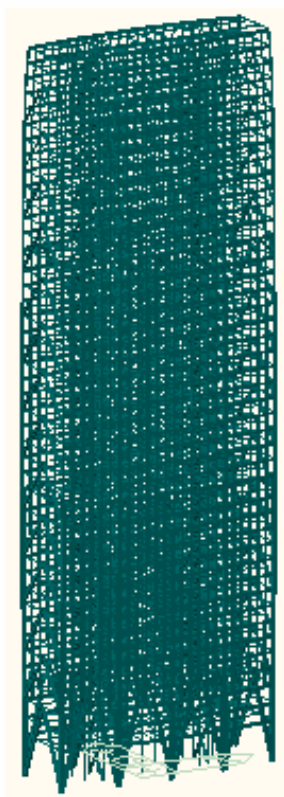
方案演变路线图



## 2、方案演变与研究

### 方案一 (Option 1) ——密柱双支撑

此方案，底部柱距16.5，顶部2.75。



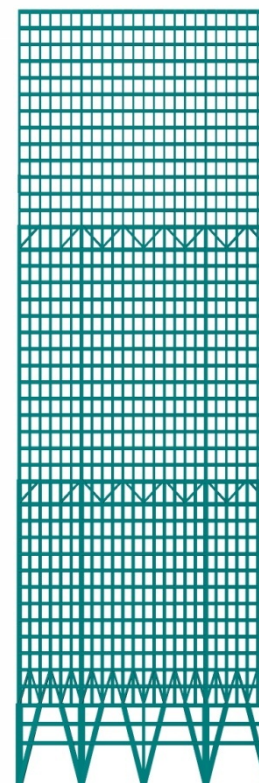
3D模型



Y向边支撑



Y向中部支撑

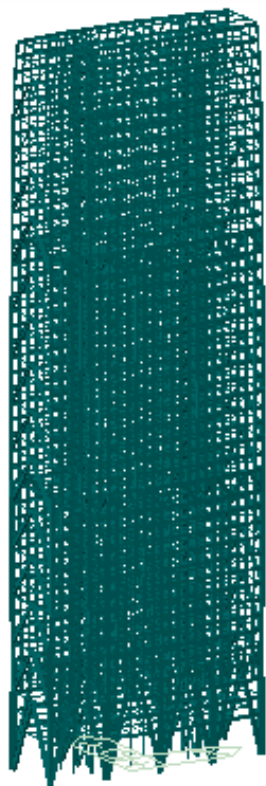


X向结构立面

## 2、方案演变与研究

### 方案二 (Option 2) ——密柱单支撑加伸臂

此方案，底部柱距16.5，顶部2.75。



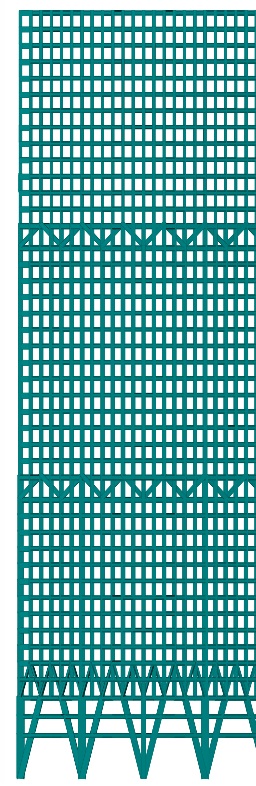
3D模型



Y向边支撑



Y向中部伸臂



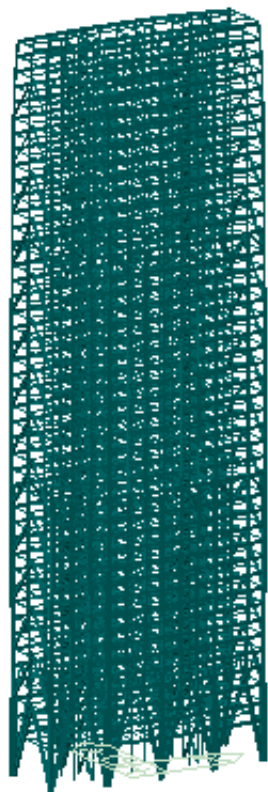
X向结构立面



## 2、方案演变与研究

### 方案三 (Option 3) ——非密柱双支撑

此方案，底部柱距16.5，顶部5.5。



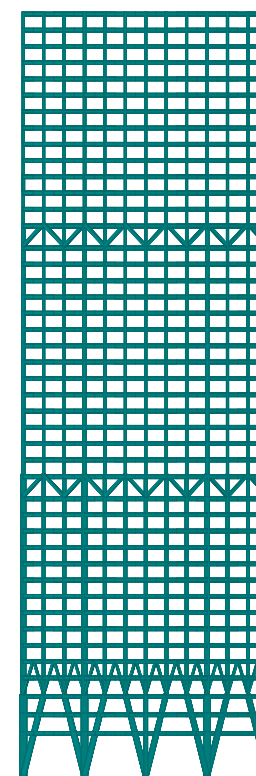
3D模型



Y向边支撑



Y向中部支撑

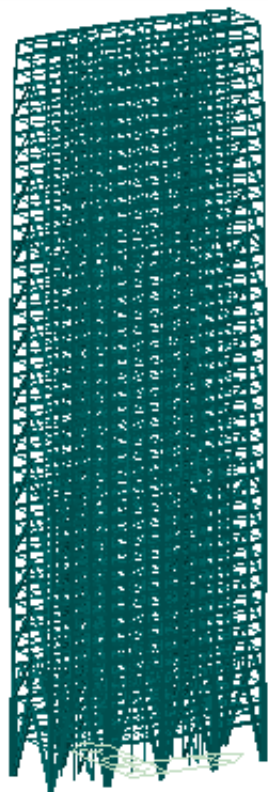


X向结构立面

## 2、方案演变与研究

### 方案四 (Option 4) ——非密柱单支撑加伸臂

此方案，底部柱距16.5，顶部5.5。



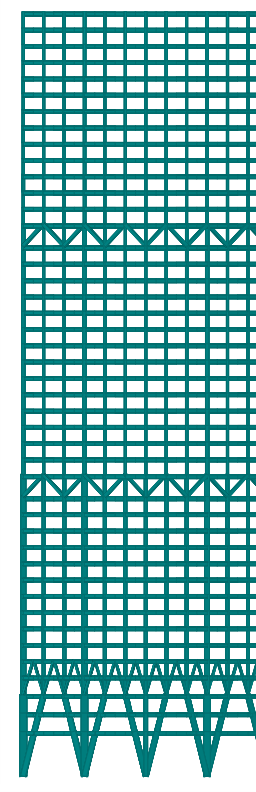
3D模型



Y向边支撑



Y向中部伸臂



X向结构立面

## 2、方案演变与研究

### 方案五 (Option 5) ——大柱距双Y支撑+X向支撑

此方案，底部柱距16.5，顶部5.5&11。



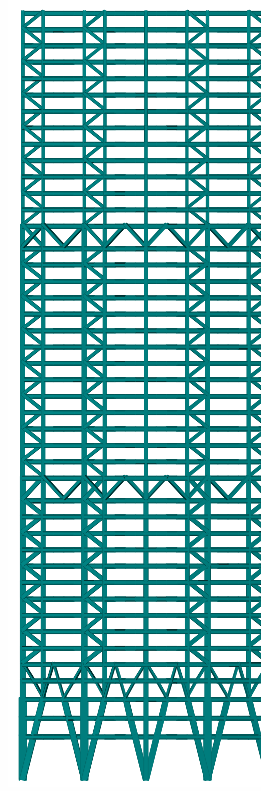
3D模型



Y向边支撑



Y向中部支撑

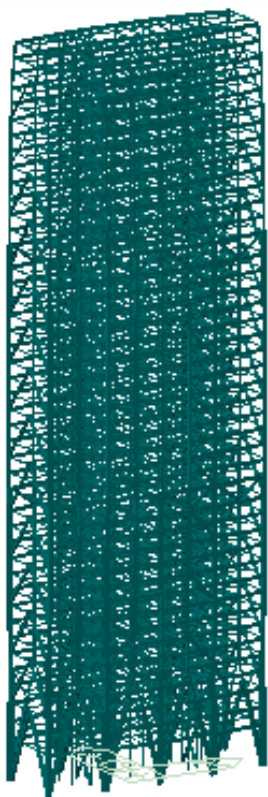


X向结构立面

## 2、方案演变与研究

### 方案六 (Option 6) ——大柱距双Y支撑+X向支撑

此方案，底部柱距16.5，顶部8.25



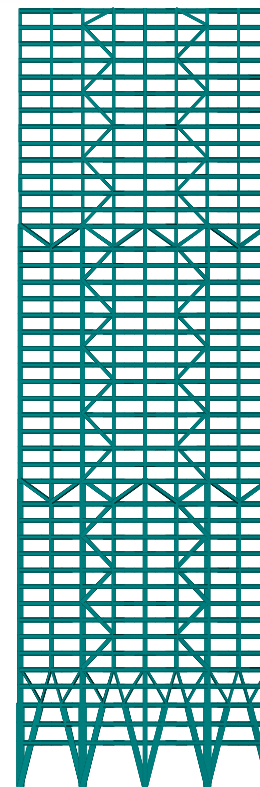
3D模型



Y向边支撑



Y向中部支撑



X向结构立面



## 2、方案演变与研究

### 钢结构方案比较结果 (Scheme comparison Results)

项目		方案一	方案二	方案三	方案四	方案五	方案六	
		密柱双支撑	密柱伸臂	非密柱双支撑	非密柱伸臂	双支撑+X支撑	双支撑+X支撑	
自振周期	Y	4.4420	4.6451	4.5297	4.6408	4.4516	4.5697	
	X	4.4606	3.8870	4.5213	3.8466	4.4763	4.3263	
地震下位移	最大层间位移角	Y	1/1429	1/1429	1/1250	1/1250	1/1111	1/1250
		X	1/1429	1/1667	1/1667	1/1429	1/1667	1/1667
	最大顶点位移 mm	Y	161.22	166.5	167.1	169.5	142.5	147.05
		X	132.47	108.3	132.5	110.9	132.9	124.02
风载下位移	最大层间位移角	Y	1/476	1/435	1/435	1/417	1/455	1/435
		X	1/1000	1/1250	1/909	1/1111	1/1000	1/1250
	最大顶点位移 mm	Y	351	363.9	381	378.5	368.6	370.4
		X	134.75	96.7	141	101.8	139.5	124.55
舒适度验算	X 向风	顺	0.07	0.06	0.07	0.06	0.07	0.06
		横	0.2639	0.266	0.278	0.266	0.269	0.269
	Y 向风	顺	0.169	0.16	0.175	0.163	0.172	0.167
		横	0.265	0.207	0.277	0.208	0.271	0.25
用钢量 (以方案一为基准)			增加约 3100t	增加约 991t	增加约 3800t	增加约 1370t	增加约 900t	
评价		好	不好	良好	不好	良好	良好	

## 4、结构分析结果 (Structural Analysis Results)



### ③ 4.7 地震及风荷载作用下结构位移：

作用/荷载	MIDAS计算结果		ETABS计算结果	
	最大层间位移角	最大顶点位移 (mm)	最大层间位移角	最大顶点位移 (mm)
地震作用-X向	1/1667	111.78	1/1149	120.12
地震作用-Y向	1/1111	135.96	1/1138	136.01
风荷载-X向	1/1429	112.8	1/1063	129.5
风荷载-Y向	1/417	385	1/406	394.51

计算结果表明，风荷载产生的侧向力明显大于地震作用下的。针对本工程风荷载大的特点，设计过程中在屋顶女儿墙上开洞卸载，开洞率超过30%，以减少风荷载对顶部结构以及结构整体的不利影响。

### ③ 4.8 风振下舒适度验算：

居住舒适性是结构设计中需要考虑的一个重要问题。风导致的结构变形或振动可以引起居住者或使用者的不适，或影响正常的活动。故根据规范对结构在10年一遇风荷载作用下的顶点加速度进行了计算，结果如表4所示，由计算结果可以看出，在X向风荷载作用下的横向顶点加速度最大，为 $0.27\text{m/s}^2$ ，满足规范规定的 $0.28\text{ m/s}^2$ 的限值要求。

项目	顺风向顶点加速度 ( $\text{m/s}^2$ )	横风向顶点加速度 ( $\text{m/s}^2$ )
X向风荷载	0.07	0.27
Y向风荷载	0.168	0.25

## 4、结构分析结果

### ③ 4.10 大震静力弹塑性分析

#### 4.10.1 侧向力加载模式和荷载工况

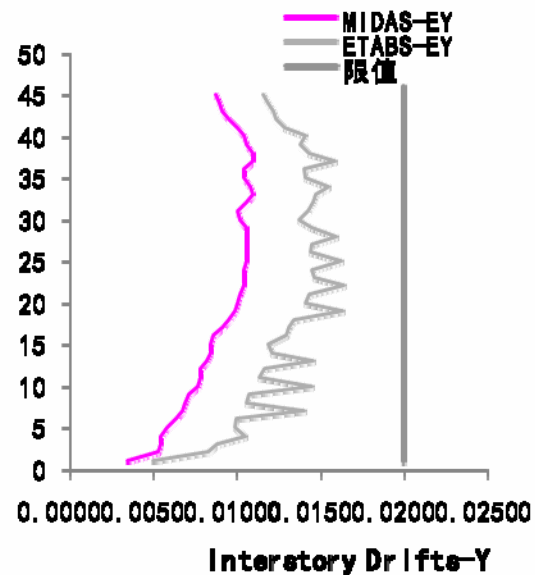
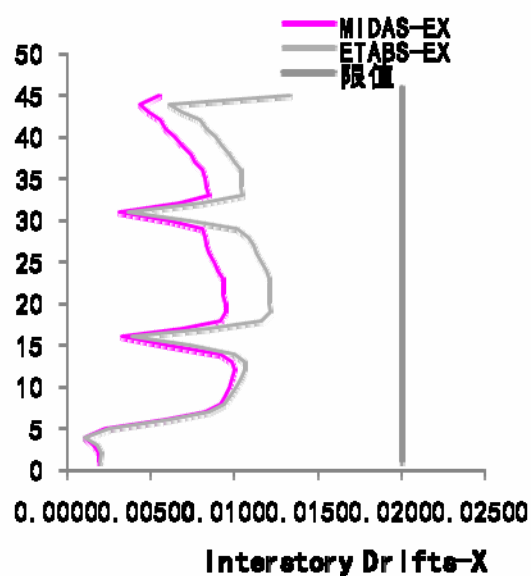
侧向荷载的分布代表在设计地震作用下结构层惯性力的分布，侧向荷载的分布模式直接影响Pushover的分析结果，但由于强震下，结构的自振周期和惯性力大小及分布随塑性发展而变化，楼层惯性力分布不可能用一种分布方式来反映。因此，本工程采用两种侧向力加载模式分别执行推覆分析如下：

- 1) 重力荷载（初始荷载） + 振型1（X向）；
- 2) 重力荷载（初始荷载） + 振型2（Y向）；
- 3) 重力荷载（初始荷载） + X向加速度；
- 4) 重力荷载（初始荷载） + Y向加速度；

## 4、结构分析结果 (Structural Analysis Results)

### ③ 4.10 大震静力弹塑性分析

#### 4.10.4 分析结果-性能点处层间位移





## 4、结构分析结果 (Structural Analysis Results)

### ③ 4.10 大震静力弹塑性分析

#### 4.10.5 分析结果

分析表明，罕遇地震下结构沿X向的最大层间位移角为1/75，沿Y向最大层间位移角1/91，均小于规范要求的1/50。偏心支撑耗能梁端首先出现塑性铰，实现了屈服耗能作用。接着部分外框梁进入塑性，部分跨层支撑出现塑性铰。最后一小部分A-3轴及A-7轴的内筒柱端出现塑性铰，短向跨层支撑的外框柱端均无塑性铰出现。计算结果表明，结构具有良好的耗能减振机制，能满足设计要求，实现大震不倒。



## 五、钢框架—钢板组合剪力墙结构（729m高办公楼）

# 苏州中南中心（钢板组合墙内筒—钢框架外框+阻尼器+TMD结构 729m高写字楼）



项目总建筑面积约**37.2**万平方米，地上**137**层，地下**5**层，檐口高度**598**米，塔冠最高点**729**米，成为全国在建第一高楼。



Baidu 百科

创新提升价值

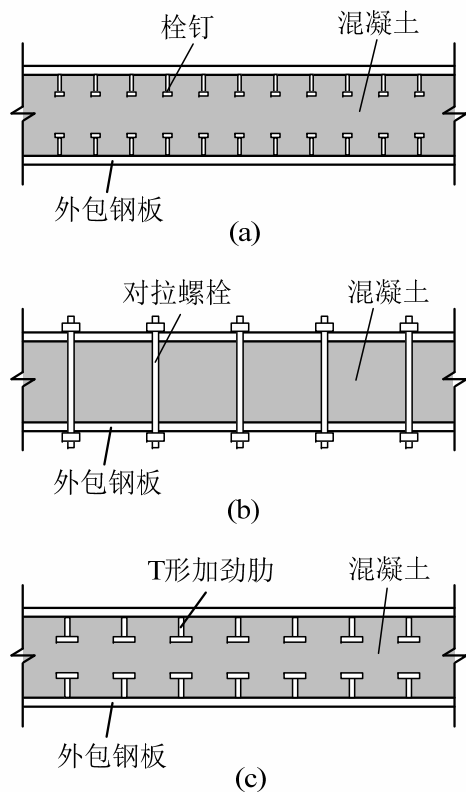
精诚建造未来

编号	业主委托调整方向	调整措施
1	采用钢结构;	结构体系: 1、组合钢板剪力墙+钢管混凝土柱  2、钢管混凝土密柱筒
2	减小核心筒占用面积、减少墙厚、增加得房率;	
3	减小巨柱面积, 降低对房型的影响;	
4	降低建造成本;	1、降低钢材及混凝土用量, 零模板; 2、减小现场用工、降低现场风险; 3、无伸臂或少伸臂、以及顶升工艺
5	降低施工难度, 缩短建设周期;	
6	调整楼面梁布置尤其转角梁系布置以增加净高, 减少对房型影响;	调整结构布置, 降低角部梁高
7	全装配式体系研究;	密柱方案加大螺栓连接
8	高强材料的应用研究。	高强钢及C80混凝土的应用



# 结构方案选型思路

- 1、内部核心筒墙体，由内嵌钢板组合墙体改为组合钢板剪力墙，即采用外包钢板内浇混凝土的剪力墙，以减薄墙体的厚度，增加使用面积，进而缩小核心筒的尺寸，减轻结构自重，减少地震作用；



组合钢板剪力墙构造

组合钢板剪力墙

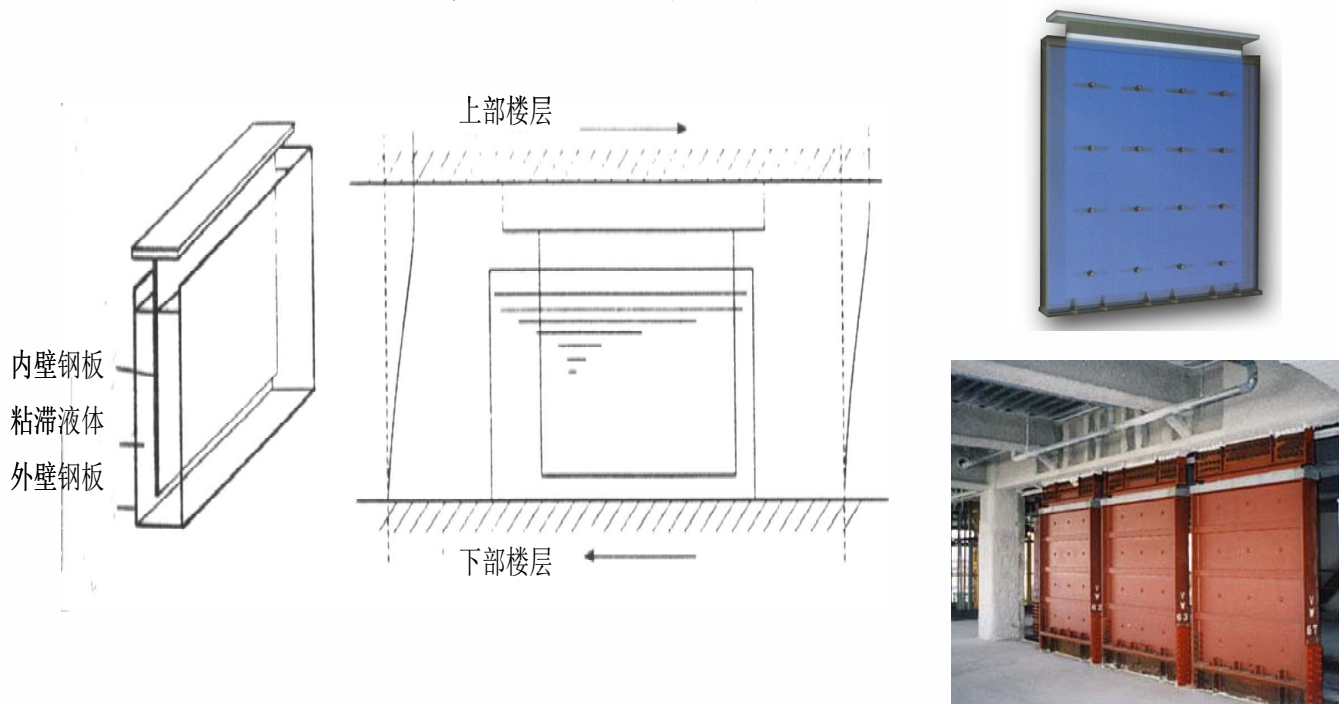
创新提升价值

精诚建造未来



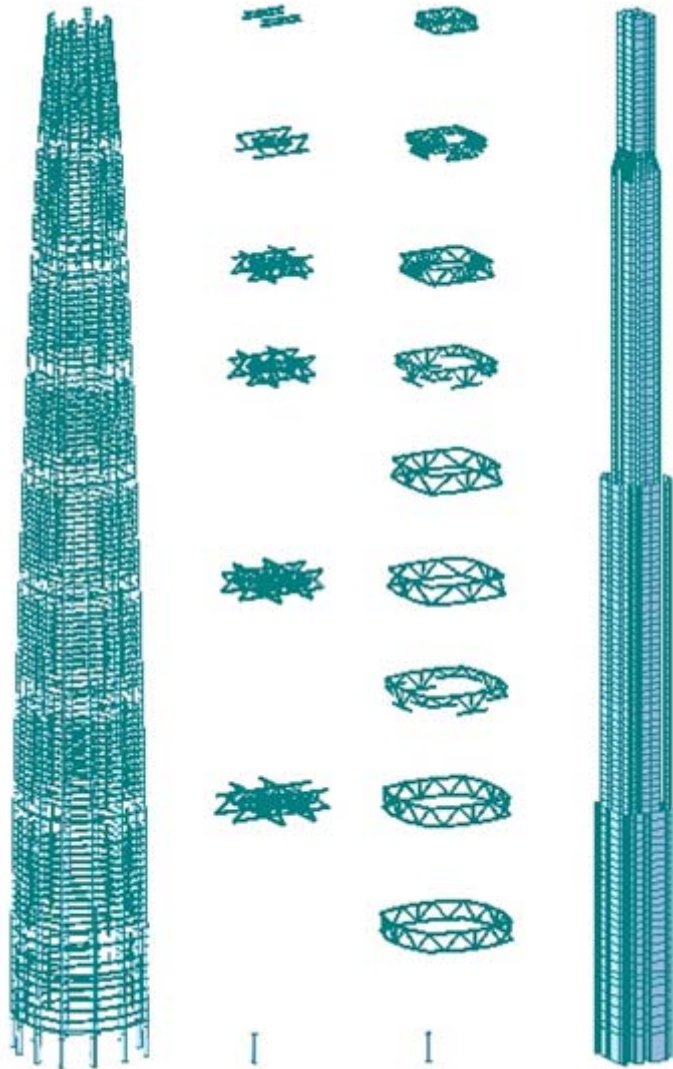
# 结构方案选型思路

- 2、通过设置粘滞阻尼器的方式增加结构的附加阻尼比，提高结构的抗风性能和抗震性能，同时结合TMD和TSD改善结构在风振下的舒适度；



# 方案一：组合钢板剪力墙+钢管混凝土柱

本方案的抗侧力体系组成：核心筒+外框架+外伸臂桁架+环带桁架。



- ① 混合结构体系修改为钢结构体系，规范刚度限值降低
- ① 外框柱为改为的钢管混凝土柱，减小截面
- ① 核心筒组合钢板剪力墙，减小墙厚
- ① 演化为三个方案

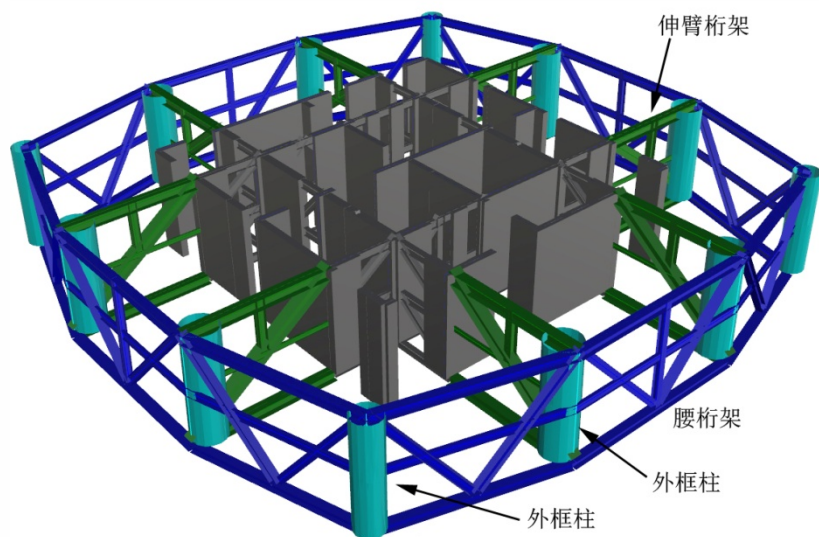
# 方案一A：钢板组合剪力墙内筒+钢管混凝土外框



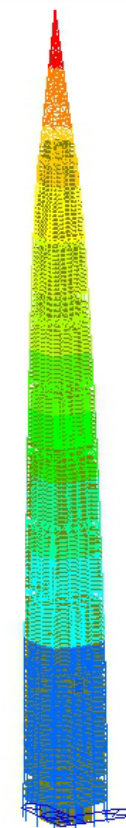
前20阶振型X方向的振型质量参与系数为93.85%，Y方向有效质量参与系数为92.88%。

结构扭转为主的第一自振周期与平动为主的第一自振周期之比为0.39。

结构前三阶振型简图：



第一阶振型  
( $T_1=9.92s$ )



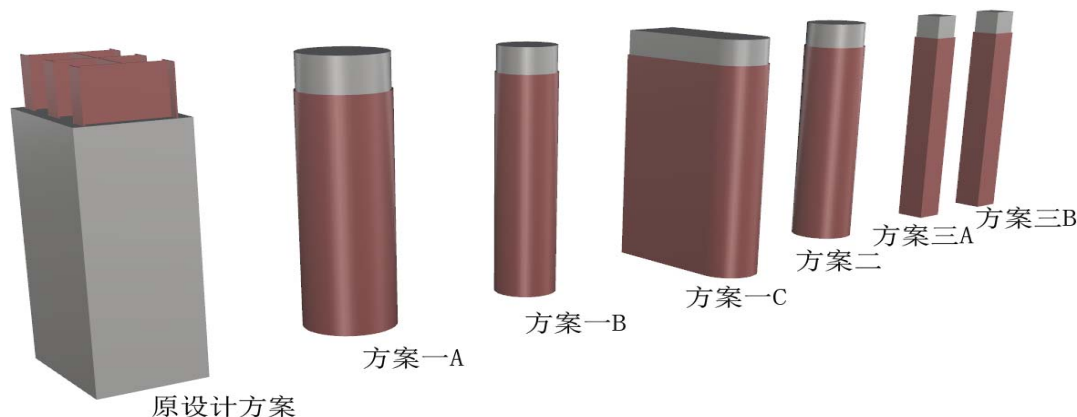
第二阶振型  
( $T_2=9.87s$ )



第三阶振型  
( $T_3=3.87s$ )

创新提升价值

精诚建造未来



## 底部竖向构件尺寸对比

	原设计	方案一A	方案一B	方案一C	方案二	方案三A	方案三B
巨柱	5200x3 750	D3400	D2400	5000x2500+D25 00	D2500	1000x1 000	1200x1 200
墙厚	900 1200	750 1050	750 1050	750 1050	750 1050	750 1050	- 1200

## 结构所占面积减小量比较 (m<sup>2</sup>)

项次	方案一A	方案一B	方案一C	方案二	方案三A	方案三B
外框 (m <sup>2</sup> )	8329	8581	4934	8119	8768	7433
内筒 (m <sup>2</sup> )	4609	4609	4609	4609	4609	12817
<b>合计 (m<sup>2</sup>)</b>	<b>12939</b>	<b>13191</b>	<b>9544</b>	<b>12729</b>	<b>13378</b>	<b>20251</b>
减小率	41%	42%	30%	40%	42%	64%

讨论：

- 1 为什么**500m**以上的楼没有钢结构？
- 2 能不能做钢结构？
- 3 怎样做钢结构？



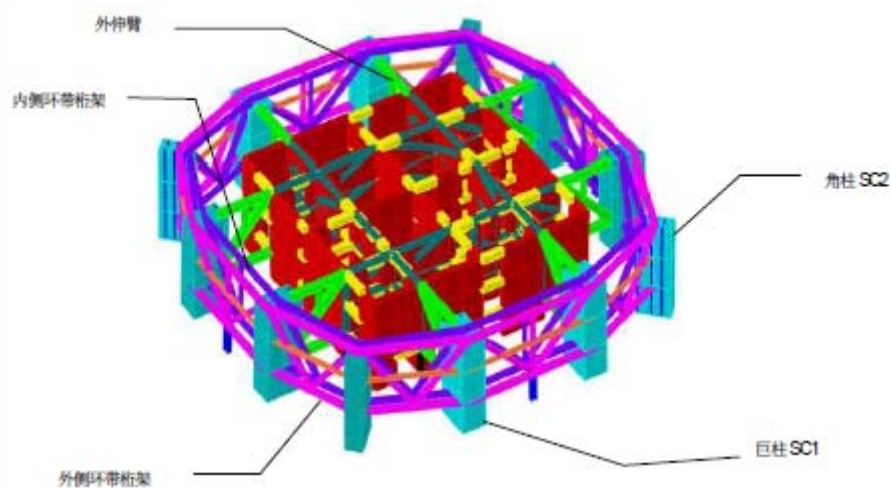
原结构：混合结构

主要抗侧力体系：

核心筒（劲性钢筋混凝土核心筒）

巨柱（劲性钢骨混凝土柱）

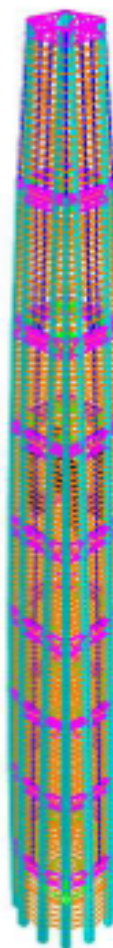
外伸臂桁架



(a) 核心筒



(b) 巨柱框架



(c) 抗侧力体系

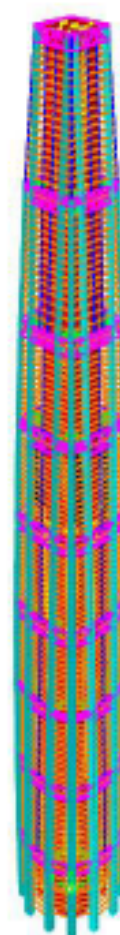


图 7.11 塔楼抗侧力体系效果图



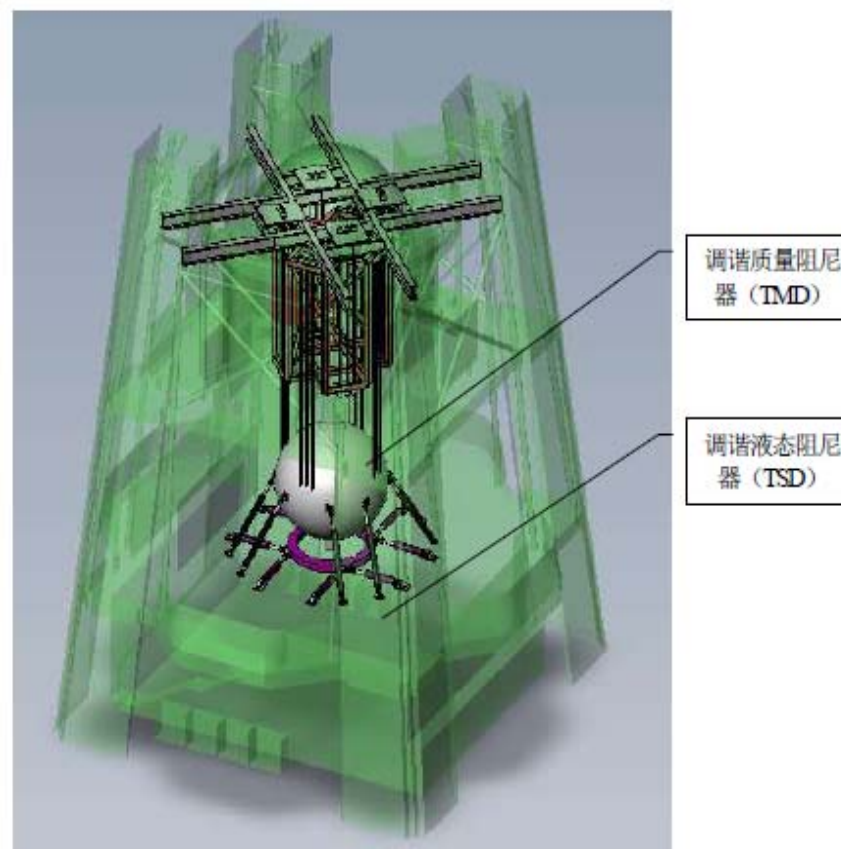
CONSULTING ENGINEERS  
& SCIENTISTS

苏州中南中心 Suzhou Zhongnan Center  
附加阻尼系统概念设计和初步性能分析(修订一版)  
Supplemental Damping System Concept Design and Preliminary Performance-Based Analysis-Rev.1  
RWDI# 1301750  
May 23, 2014



苏州中南中心的附加阻尼系统主要目的是提高建筑使用者的舒适度，这主要通过降低建筑的风致加速度来实现。TMD 通过在与建筑的自振频率（沿两个相互垂直的主轴）附近的频率上，与建筑的风致响应异相运动来降低建筑的加速度响应。当 TMD 系统运动时，由 TMD 系统中的能量耗散装置（在本项目中为粘滞阻尼杆 VDDs）将系统能量（由建筑振动的动能中来）以热能形式耗散出来。

所分配的 TMD 空间位于 138 层（623m），为 13m 直径、20.5m 高的空间。由于需要很长的索长，无法在分配的竖向高度中纳入传统的单级摆。为纳入该预留空间，我们建议采用最为可行的本公司专利（专利号 CA2391683），“可变回复力单摆”的 TMD 形式。在这种类型的 TMD 系统中，主要质量块由上部结构支撑，次要质量块由下部结构支撑，次要质量块和主要质量块相连使它们能够共同横向运动，但一个质量块相对于另一个质量块的竖向运动是自由的。这种单摆的频率可通过改变主要、次要质量块的摆长比和质量比来调节。附录 A 提供了关于该 TMD 系统的更加详细的描述。



TSD 包括如下主要构件：

A TSD consists of the following major components:

a. **TSD 箱体：**作为系统主要构件，刚性的 TSD 箱体一般由混凝土建造。选择箱体内部尺寸和液体高度以提高期望的晃动频率。箱体必须采用防水内壁以保证没有泄漏发生。在箱体注水前必须进行结

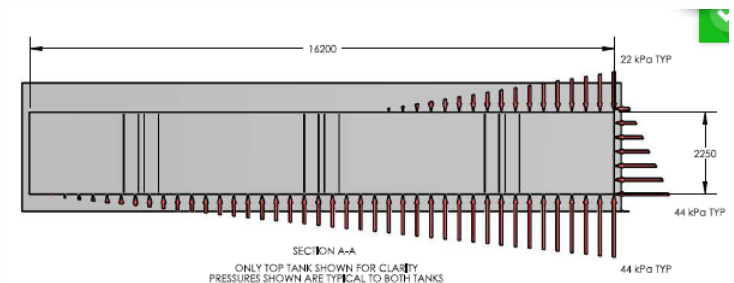
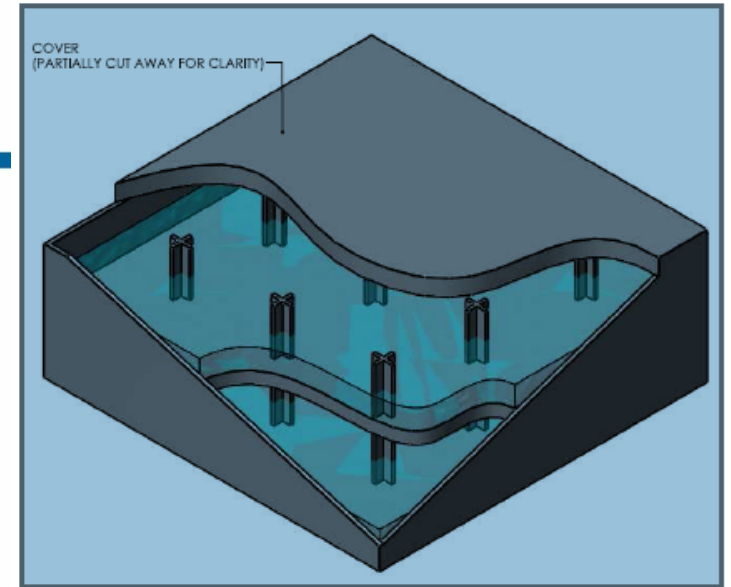
构频率测量以最终确定箱体长度。在施工中必须尽可能晚地进行测量以提供最准确的预计竣工后的频率。

**TSD Tank:** The rigid TSD tank is typically constructed of concrete and is the main component of the system. The internal tank dimensions and liquid depth are selected to provide the desired sloshing frequency. A waterproof interior tank lining must be applied to ensure no leakage occurs. It will be necessary to conduct structural frequency measurements to finalize the tank length prior to the tanks being poured. The measurements must be conducted as late as possible during construction to provide the most accurate as-built frequency predictions.

b. **浆柱：**在 TSD 箱体中有浆柱与箱顶连接。由于液体在箱体中晃动，浆柱产生液体阻力并消耗晃动能量。本项目中，箱体中放置结构柱以支持 TMD 重量。在此情况下，考虑结构柱同时作为阻尼装置，与浆柱一起产生必要的阻尼。

**Paddles/Columns:** Within the TSD tank, paddles extend from the ceiling. As the liquid sloshes within the tank, the paddles create fluid drag, which dissipates sloshing energy. In this project, structural columns are placed inside of the tanks to support the weight of TMD. In this case, the columns are also considered as part of damping mechanisms, together with paddles to generate necessary damping.

c. **箱体人孔：**TSD 箱体在静止液面上设置人孔。该防水人孔提供箱体入口，用于 TSD 的周期性检查和维护。



创新提升价值 精诚建造未来



**降低的加速度:** 对 10 年重现期的风致加速度进行了优化。由于空间限值, TMD 的设计能使其在分配的有限空间内能达到最佳性能。分析结果表明该附加阻尼器系统 (TMD+TSD) 将最高使用层 10 年重现期的风致加速度减少约 25%, 即最高使用层从 28 milli-g 减少到 21 milli-g, 在盛行风向下的住宅顶层的加速度由 18 milli-g 减少到 14 milli-g, 如下表所列。图 7 显示了有/无附加阻尼系统时各风向下的加速度。图 8 为 TSD10 年风响应的一个例子。

**表 1: 阻尼系统基本参数**

**TABLE 1: DAMPING SYSTEM BASIC PARAMETERS**

目标频率 Target Frequency	0.11	Hz
TMD 所在楼层 TMD Floor	Lever 138	标高 Elevation 623 m
TSD 所在楼层 TSD Floor	Level M04	标高 Elevation 617 m
TMD 质量 TMD Mass	500 (下质量块 M <sub>1</sub> 355 上质量块 M <sub>2</sub> 145)	吨 tonne
TSD 质量 TSD effective Mass	500	吨 tonne
广义质量比 Generalized Mass Ratio (TMD+TSD)	1.3	%
频率比 Frequency Ratio	99.1	%
调谐范围 Tuning Range	95% to 115%的名义频率 of Nominal Frequency	
粘滞阻尼杆特性* Viscous Damping Devices (VDDs)*	$F_{VDD} = C_{VDD} * V^2$	
限位装置* Snubbing Devices*	$F_{SVDD} = F_0 + K * X + C_{snubberVDD} * V^{0.3}$ $F_0 = 50 \text{ kN}$ $K = 0.8 \text{ kN/mm}$ $C_{snubberVDD} = 360 \text{ kN}/(\text{m/s})^{0.3}$	

### 风振舒适度

风振舒适度是超高层结构设计的核心问题之一。尤其对于本结构高度达到600米左右，风振舒适度应是结构设计因素的重中之重。

根据风振舒适度的原理，以下因素对钢结构舒适度不利：

- 1，结构重量越轻，舒适度越难满足；
- 2，结构越柔（结构自振周期越长），舒适度越难满足；
- 3，结构阻尼比越小，舒适度越难满足（纯钢结构比混合结构阻尼比小）。

因此，在本方案结构设计过程中，严格控制结构周期，使其在合理范围内；降低结构用钢量的同时保证结构重量不宜过轻。

以下规定对钢结构有利：

钢结构加速度限值 $0.28\text{m/s}^2$

砼结构加速度限值 $0.25\text{m/s}^2$



## J.2 横风向风振加速度计算

**J.2.1** 体型和质量沿高度均匀分布的矩形截面高层建筑，横风向风振加速度可按下式计算：

$$a_{1,z} = \frac{2.8g w_R \mu_H B}{m} \phi_{L1}(z) \sqrt{\frac{\pi S_{F_L} C_{sm}}{4(\zeta_1 + \zeta_{a1})}} \quad (\text{J.2.1})$$

1, 结构质量越小, a 越大;

## J.2 横风向风振加速度计算

**J.2.1** 体型和质量沿高度均匀分布的矩形截面高层建筑，横风向风振加速度可按下式计算：

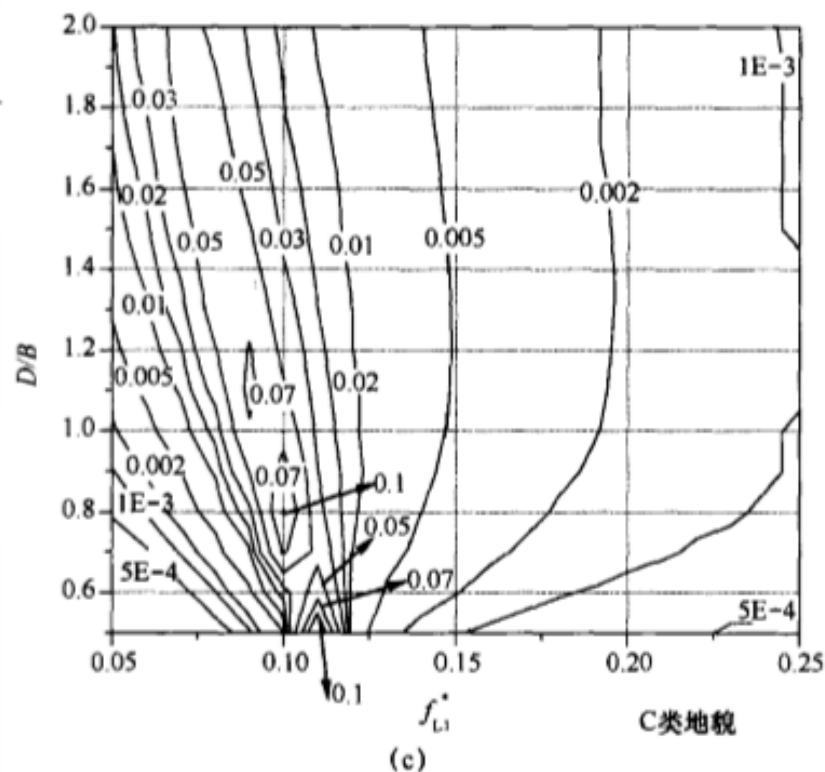
$$a_{l,z} = \frac{2.8g\omega_R\mu_H B}{m} \phi_{L1}(z) \sqrt{\frac{\pi S_{FL} C_{sm}}{4(\zeta_1 + \zeta_{a1})}}$$

2, 周期越大, a越大;

2 无量纲横风向广义风力功率谱  $S_{FL}$ , 可根据深宽比  $D/B$  和折算频率  $f_{L1}^*$  按图 H.2.4 确定。折算频率  $f_{L1}^*$  按下式计算:

$$f_{L1}^* = f_{L1} B / v_H$$

$f_{L1}$  —— 结构横风向第 1 阶振型的频率 (Hz)



横风向广义风力功率谱  $S_{FL}$

经计算，周期大于12s,  $S_{FL}$  处于临界区。

## J.2 横风向风振加速度计算

**J.2.1** 体型和质量沿高度均匀分布的矩形截面高层建筑，横风向风振加速度可按下式计算：

$$a_{1,z} = \frac{2.8g w_R \mu_H B}{m} \phi_{L1}(z) \sqrt{\frac{\pi S_{F_L} C_{sm}}{4(\zeta_1 + \zeta_{a1})}} \quad (\text{J.2.1})$$

3, 结构横向阻尼比 $\zeta_1$ 越小,  $a$  越大;

$\zeta_1$ ——结构横风向第1阶振型阻尼比;

$\zeta_{a1}$ ——结构横风向第1阶振型气动阻尼比, 可按本规范附录H公式(H.2.4-3)计算。

目标：为结构提供附加阻尼

改进方案描述	方案一 系列	方案二 系列	方案三 系列
顶点风振加速度 (m/s <sup>2</sup> )	顶点风振加速度 (m/s <sup>2</sup> )	顶点风振加速度 (m/s <sup>2</sup> )	顶点风振加速度 (m/s <sup>2</sup> )

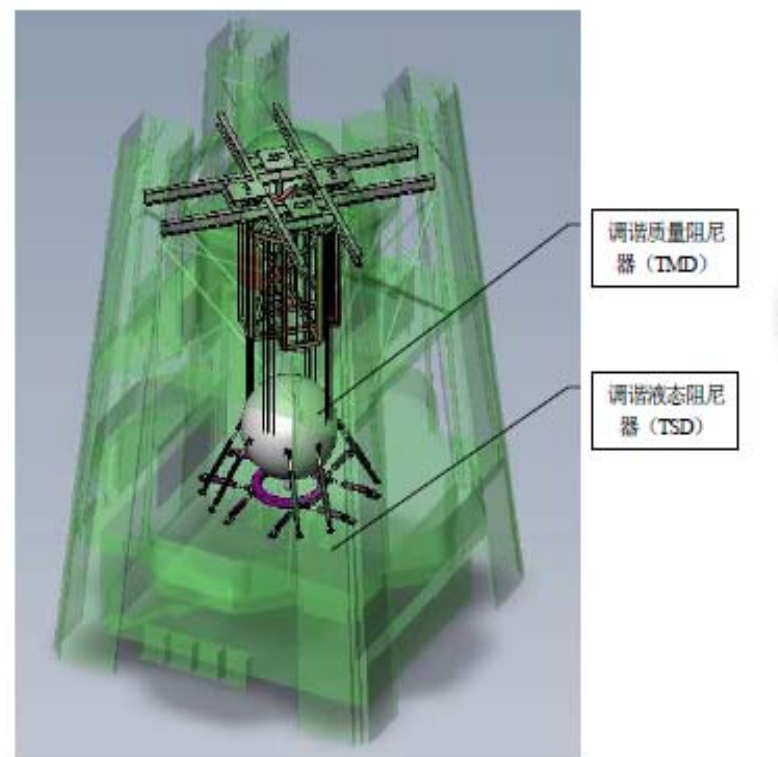
## 设置TMD和TSD

并设置黏滞阻尼器，增加0.5%附加阻尼比	0.275	0.27	0.28
----------------------	-------	------	------

注：

原设计混合结构10年风结构阻尼比取0.015

本设计10年风结构阻尼比取0.01



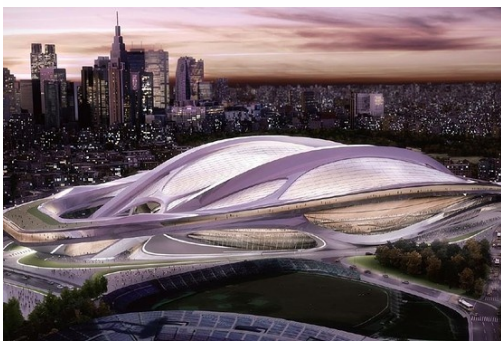
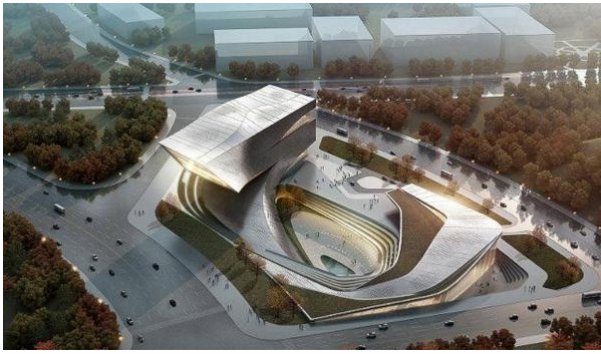
B.61 最新TMD布置

根据比较分析结果，RWDE公司提供的结论如下：“本次初步评估确定了联合附加阻尼系统（TMD+TSD）可以成功地应用于本项目，并达到舒适度的性能目标。”

TMD: 500t  
TSD: 2\*300t



## 六、人行钢桥



美国CNN评选的“世界最性感建筑”





相关报道:

庐山景区人行过桥断裂, 18人落水。

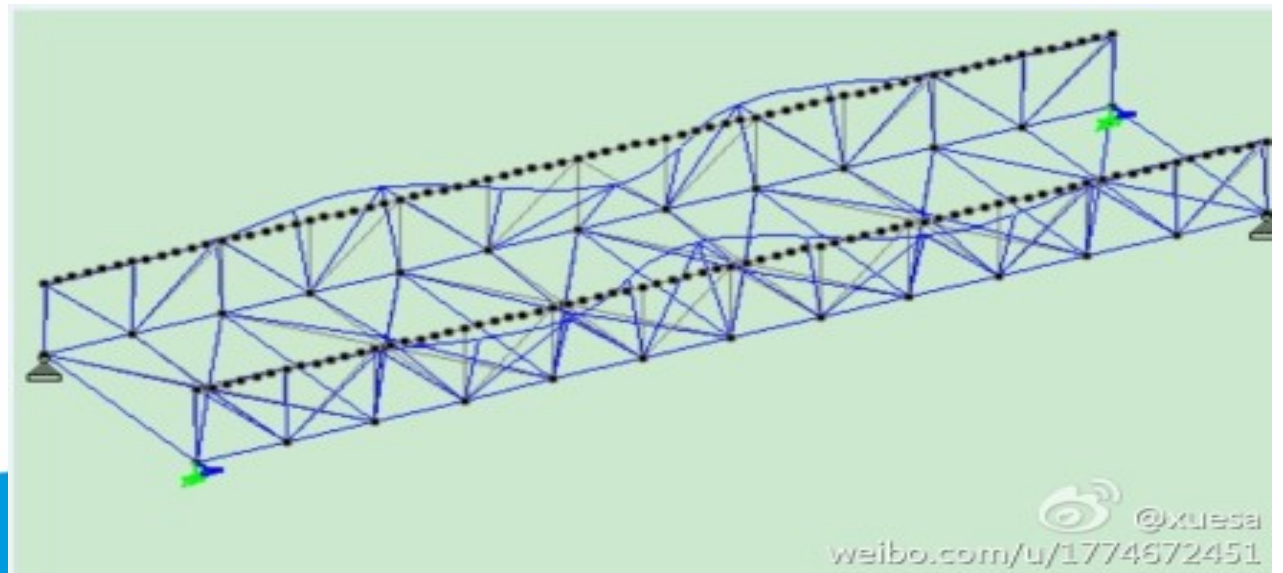
仅投入使用20天。

官方否认桥存在质量问题。





桁架上弦压杆平面外失稳



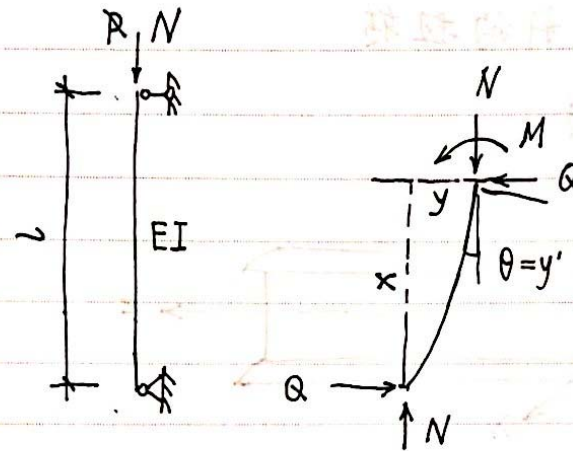
理论很美好，现实很残酷，规范很需要



# 1 理论

## 欧拉公式

$$N_{cr} = \pi^2 EI / l^2$$



$$Qx - Ny + M = 0$$

由材料力学

$$V = -EIy''' \quad \text{剪力 } V \text{ 与变形后的轴线垂直}$$

$$M = -EIy''$$

则

$$EIy'' + Ny = Qx$$

$$(Q = EIy''' + Ny' = -V + Ny')$$

$$EIy^{(4)} + Ny'' = 0$$

解

$$N_{cri} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

## 2 规范（钢结构设计规范GB50017—2003）

当  $\lambda_n = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{f_y/E} \leq 0.215$  时:

$$\varphi = 1 - \alpha_1 \lambda_n^2$$

当  $\lambda_n > 0.215$  时:

$$\varphi = \frac{1}{2\lambda_n^2} \left[ (\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_n + \lambda_n^2) - \sqrt{(\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_n + \lambda_n^2)^2 - 4\lambda_n^2} \right]$$

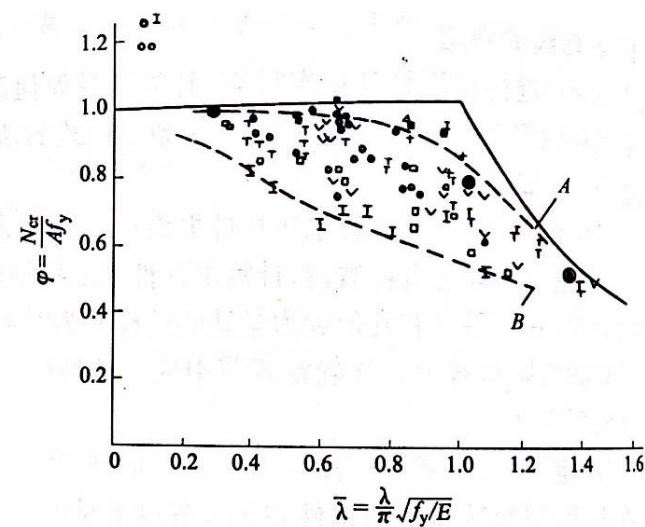


图 2-1 轴压杆件试验点离散情况

- T—双角钢; V—圆钢; I—焊接 H 型钢;
- 轧制 H 型钢(弱轴); ●—轧制 H 型钢(强轴);
- 焊接箱形; ■—轧制方管;
- 退火 H 型钢

柱子曲线解决了轴压杆从欧拉公式到实际应用的问题  
但仍有一些问题需要解决

比如。。。

轴压杆的侧向支撑

## 轴压杆的侧向支撑

（陈绍蕃《钢结构稳定设计指南》第三版）

### 1 理论

#### 1) 刚性支撑

##### (1) 无缺陷

$$k_2 = 2N_{cr} / l$$

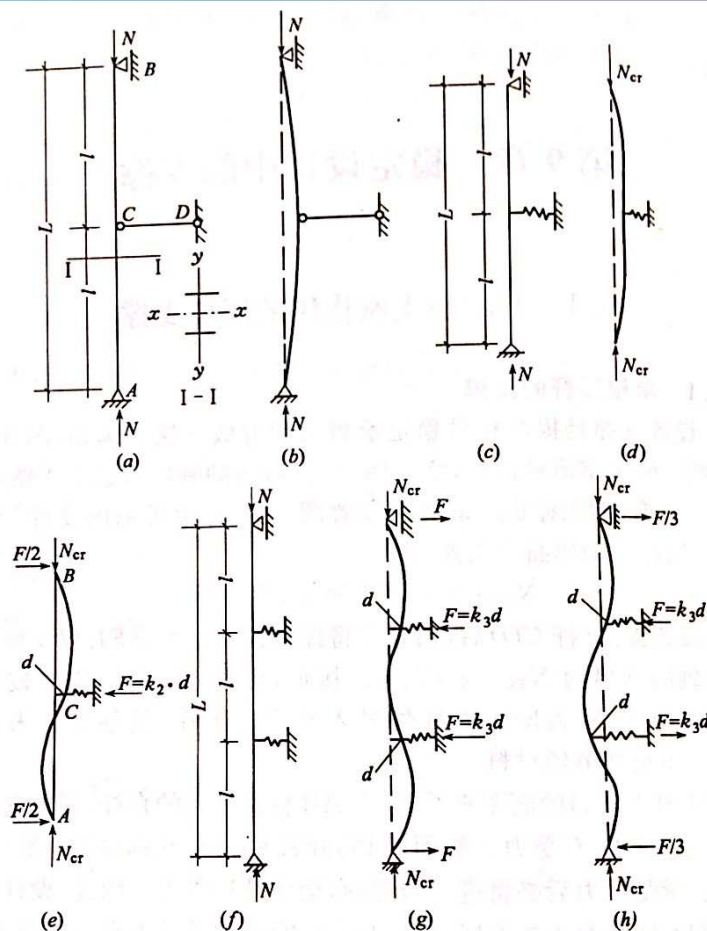


图 9-1 支撑的刚度

一个小距离  $d$  [图 9-1(e)]。设它的刚度为  $k_2$ ，则弹簧所受的力为  $F = k_2 d$ 。由 AB 杆在反弯点处弯矩为零的条件，可得

$$N_{cr} d = \frac{F}{2} l = \frac{k_2 d}{2} l$$

因此

$$k_2 = \frac{2N_{cr}}{l} \quad (9-1)$$

2 规范（钢结构设计规范GB50017—2003）第5.1.7条

$$F_{b1}=N/60$$

$$(1/60=1.67/100)$$



轴压杆的侧向支撑解决了刚性支撑的问题  
但仍有问题需要解决

比如。。。

弹性支撑

## 1 理论

### 弹性支撑

#### 完善杆

$$K_2 = 2N_0 / l, \quad N = N_0 = \pi^2 EI / l^2$$

$$K_2 = 0, \quad N = N_E = N_0 / 4$$

$$\frac{N}{N_0} = \frac{1}{4} (1 + 1.5 K_2 l / N_0)$$

$$\mu l = \sqrt{\frac{N_0}{N}} l = \frac{2l}{\sqrt{1 + 1.5 K_2 l / N_0}}$$

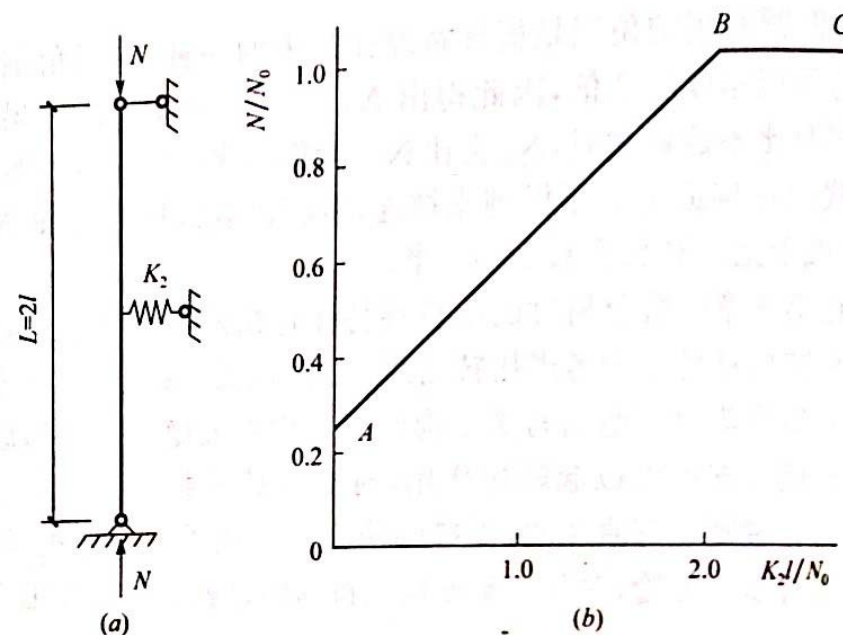


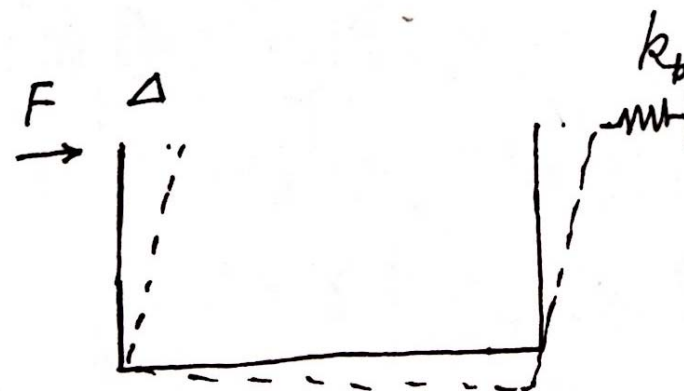
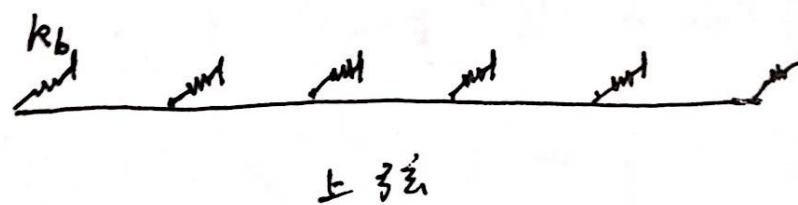
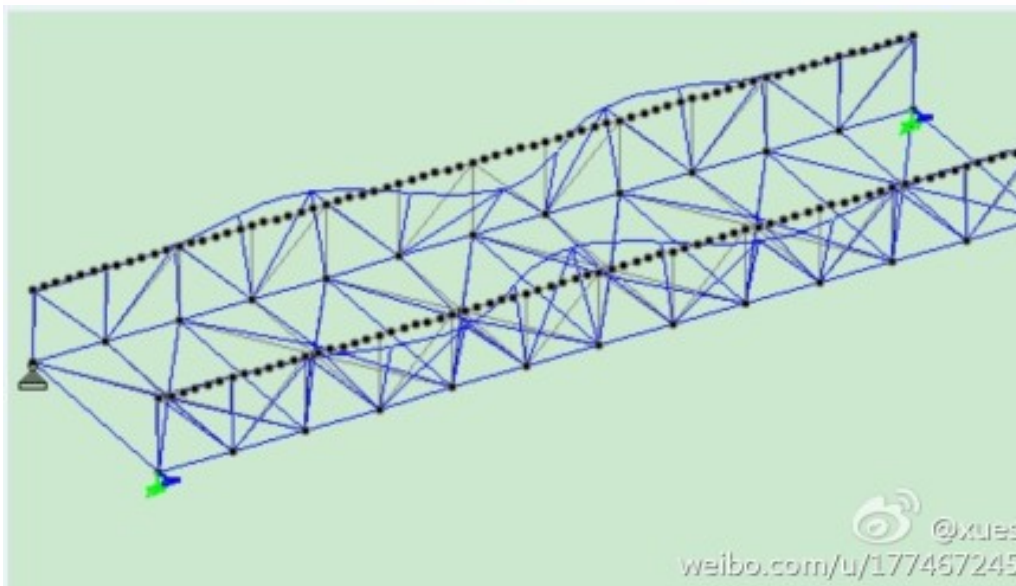
图 9-8 有一道弹性撑杆的压杆

（陈绍蕃《钢结构稳定设计指南》第三版）

## 2 规范

无。。。

Case 1





Case 2

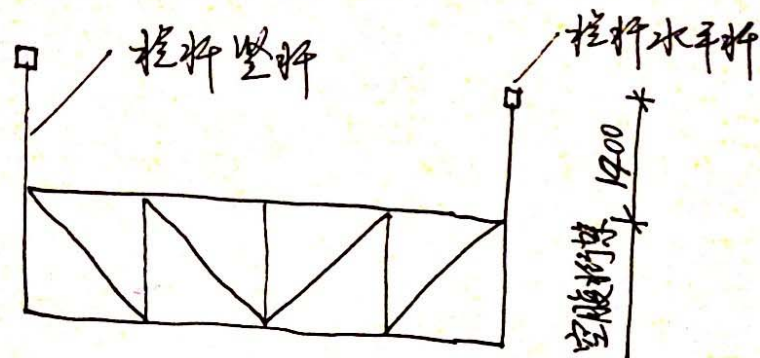


图 12

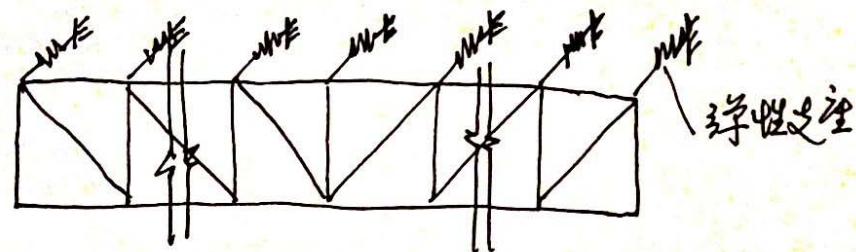


图 13



图 14



Case 3





# 梅岭公园跨龙王港河步行桥

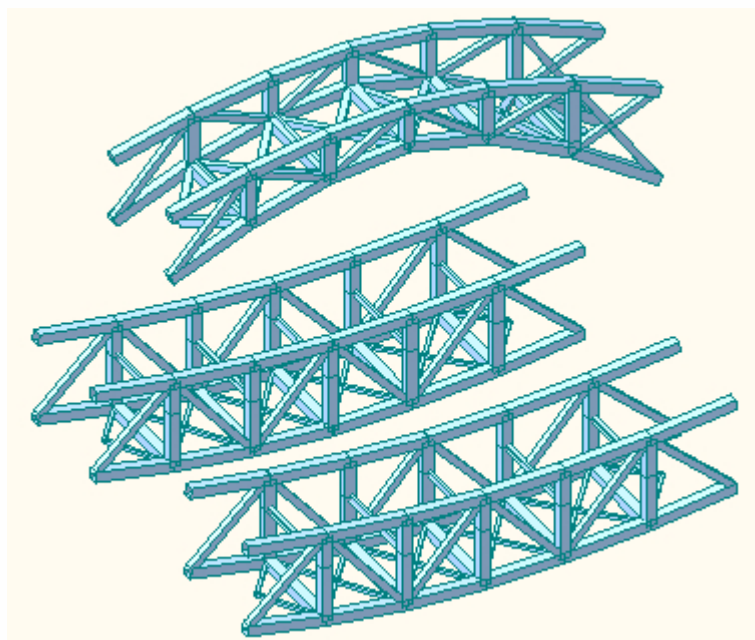
中国 湖南 长沙



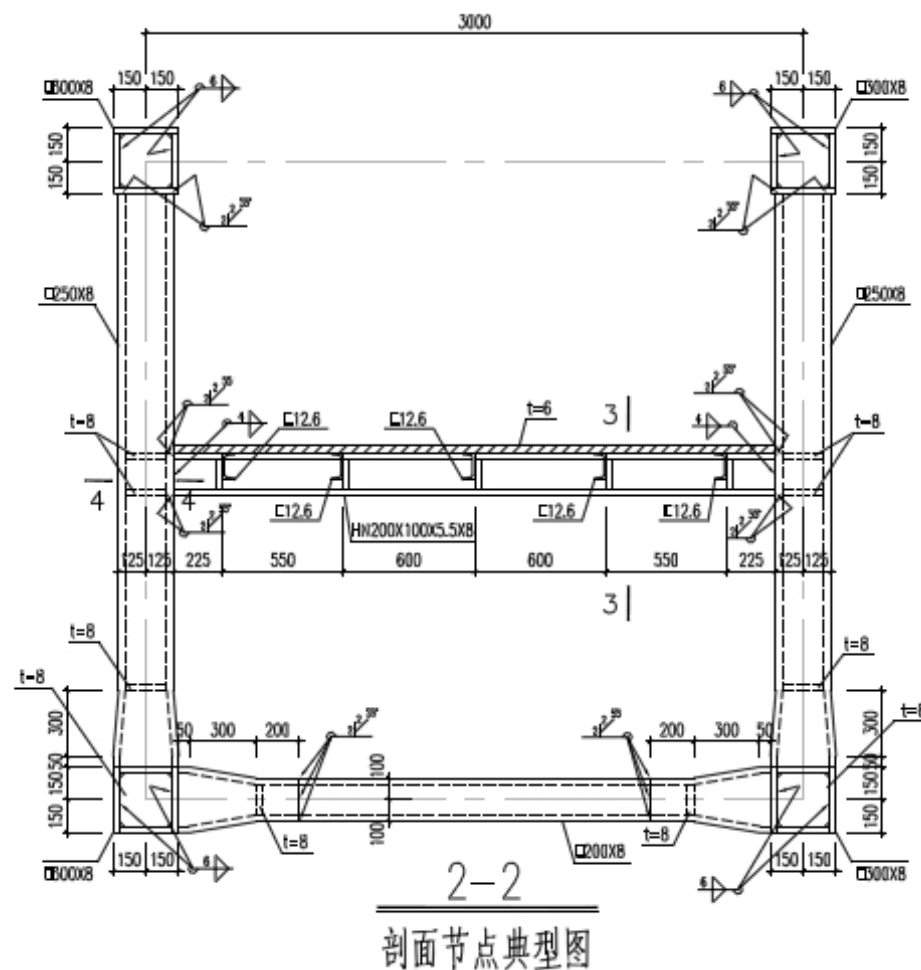
CNN评选为“世界最性感建筑”之一  
桥长约184m，宽11.5m，高约20m。

创新提升价值 精诚建造未来

## 关键问题：弦杆的计算长度确定



钢桁架上下弦杆截面均为箱型  
300mmX300mm，壁厚为8mm~36mm。  
主拱附近两处大梁截面为箱型  
1000mmX1000mmX30mm；其余三处  
为箱型600mmX1000mmX30mm。



理论

计算长度  $l_0$

$$l_0 = \pi \sqrt{\frac{EI_y a}{4S}}$$

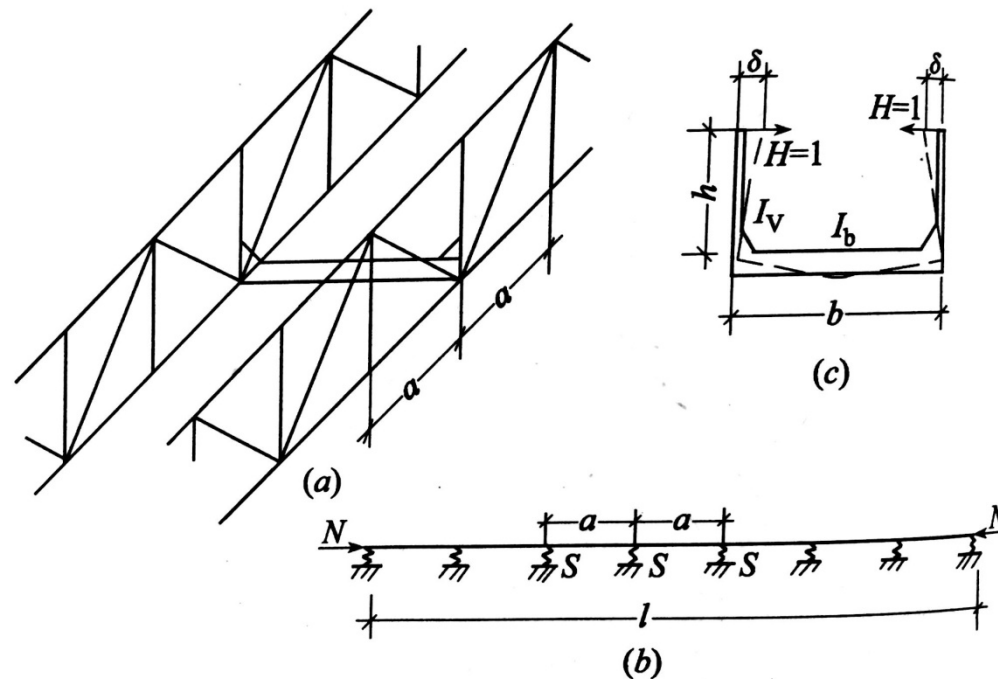


图 3-12 不设支撑系统的桁架受压弦杆的稳定计算

(陈绍蕃《钢结构稳定设计指南》第三版)

## 七、长沙XX中心（300m高）



表 17.1.4-2 结构构件最低延性等级

设防类别	塑性耗能区最低承载性能等级						
	性能 1	性能 2	性能 3	性能 4	性能 5	性能 6	性能 7
适度设防类(丁类)	—	—	—	V 级	IV 级	III 级	II 级
标准设防类(丙类)	—	—	V 级	IV 级	III 级	II 级	I 级
重点设防类(乙类)	—	V 级	IV 级	III 级	II 级	I 级	—
特殊设防类(甲类)	V 级	IV 级	III 级	II 级	I 级	—	—

表 17.2.2-1 规则结构塑性耗能区不同承载性能等级对应的性能系数最小值

承载性能等级	性能 1	性能 2	性能 3	性能 4	性能 5	性能 6	性能 7
性能系数最小值	1.10	0.9	0.70	0.55	0.45	0.35	0.28

表 17.3.4-1 结构构件延性等级对应的塑性耗能区（梁端）截面板件宽厚比等级和轴力、剪力限值

结构构件延性等级	V 级	IV 级	III 级	II 级	I 级
截面板件宽厚比最低等级	S5	S4	S3	S2	S1
$N_{B2}$	—	$\leq 0.15Af$		$\leq 0.15Afy$	
$V_{pb}$ （未设置纵向加劲肋）	—	$\leq 0.5hwtwfv$		$\leq 0.5hwtwfy$	

抗规反应谱

中震弹性反应谱, 8度,  $\alpha_{max}=0.45$

小震弹性反应谱(中震弹塑性反应谱), 8度,  $\alpha_{max}=0.16$

$0.45/0.16=2.81$ , 即性能系数 $R=2.81$

虚线为加速度反应谱:  
速度段为 $a \cdot 1/T$ ,  
位移段为 $b \cdot 1/T^2$

阴影部分为钢规的弹塑性反应谱

上限曲线的最大值为性能3,

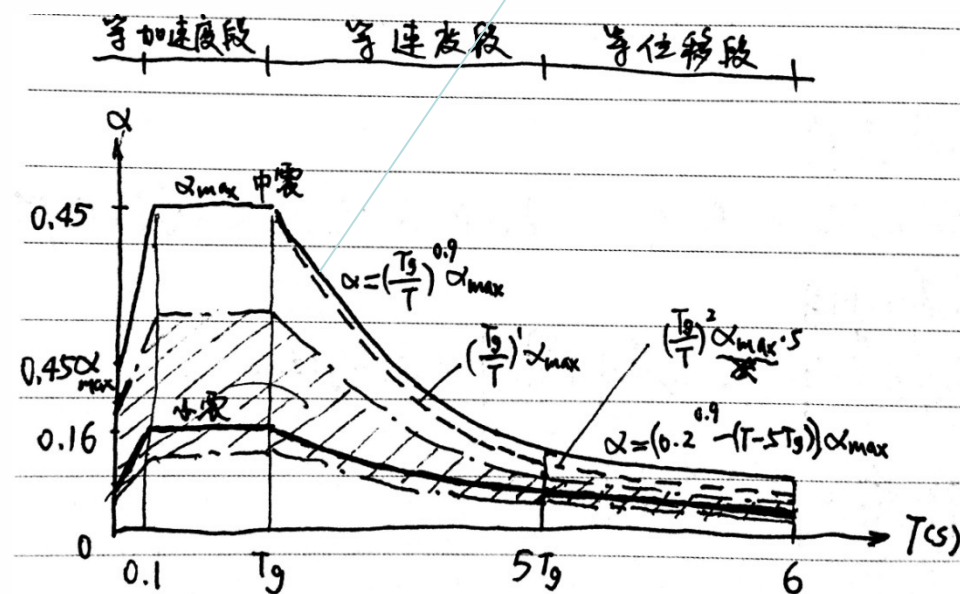
$\alpha_{max}=0.64 \cdot 0.45=0.29$

下限曲线的最大值为性能7,

$\alpha_{max}=0.25 \cdot 0.45=0.11$

$1/0.64=1.56$ ,  $1/0.25=4$ ,

即钢规的性能系数 $R=4.0 \sim 1.56$



地震影响系数

## 结构抗震设计的两种方法

- 1 塑性设计（小震设计）
- 2 弹性设计（2倍小震设计）

长沙XX中心 6度, 0.35kN/m<sup>2</sup> (50年)

### (1) 钢结构方案

地上70层, 结构高度为300m。

钢支撑外框筒—钢框架核心筒结构。

外框为支撑(斜柱)桁架, 采用圆钢管砼柱, 钢梁; 内筒为方钢管砼柱+钢梁。

$T_1=8.6s$  (0.12n, 0.029H),

风荷载下层间侧移1/355,

满足钢结构1/300要求。

舒适度计算顶点加速度0.27m/s<sup>2</sup>,

满足钢结构0.28m/s<sup>2</sup>要求。

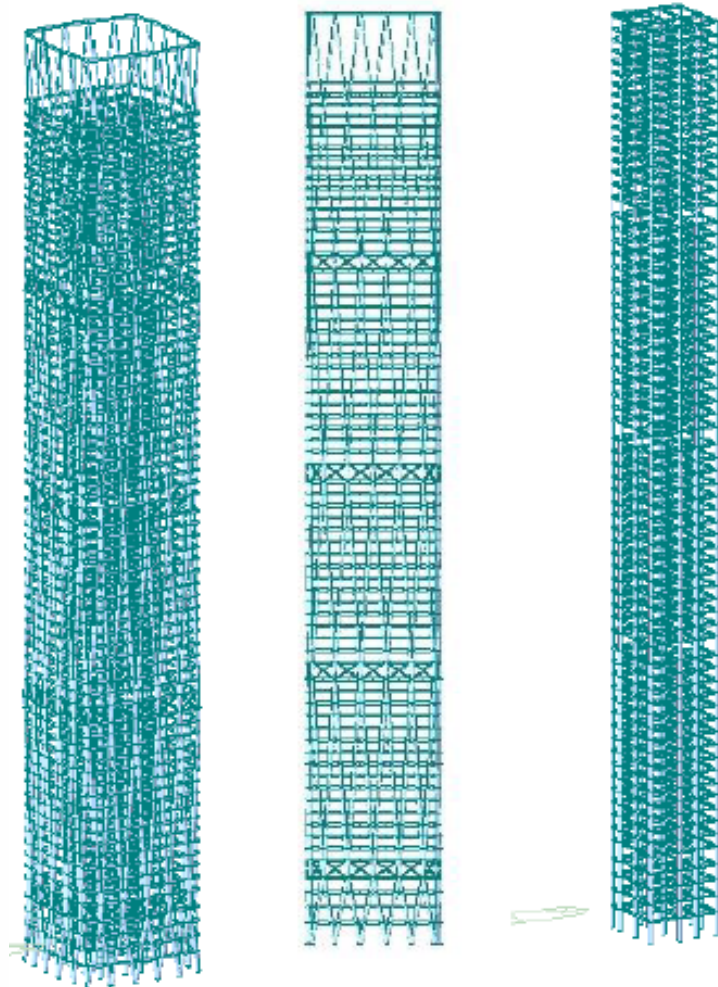
0 方案-效果图 UPDATED RENDERINGS





### 5.2.2 钢框架内筒

钢框架内筒外包尺寸约为24米×24米（1~70层），框架柱采用钢管混凝土截面，随楼层高度增加而缓慢减小



主体结构三维模型一

主体结构三维模型二

内筒三维模型

新提升价值 精诚建造未来



## 6.5 结构整体稳定性验算

表 3 结构刚重比验算

X向刚重比计算（系数）	1.14
Y向刚重比计算（系数）	1.14

由上述计算结果可知，结构的刚重比大于新版《高钢规》报批稿0.7系数的要求，整体稳定性满足要求，在计算中需考虑重力二阶效应。

## 6.6 基底剪力

表 12 地震及风荷载作用下结构基底剪力

	基底剪力(kN)
地震作用-X向	7125
地震作用-Y向	7127
风荷载-X向	34546
风荷载-Y向	34546

## (2) 混合结构方案

钢支撑外框筒—砗核心筒混合结构，外框的支撑为圆钢管砗构件。

$T_1=7.6s$  (0.11n, 0.025H)。

风载下层间侧移1/777，满足混合结构1/500要求。

舒适度计算顶点加速度 $0.11m/s^2$ ，满足混合结构

$0.25m/s^2$ 要求。



## 6.5 结构整体稳定性验算

表 2 结构刚重比验算

X向刚重比计算（系数）	1.52
Y向刚重比计算（系数）	1.71

结构的刚重比大于《高层建筑混凝土结构技术规程》要求的1.4，能通过整体稳定性验算，但小于2.7，故在计算重考虑了重力二阶效应。

## 6.6 基底剪力

表 12 地震及风荷载作用下结构基底剪力

	基底剪力(kN)
地震作用-X向	9483
地震作用-Y向	10139
风荷载-X向	24373
风荷载-Y向	24373

1. 6度区，两倍小震地震力组合下的两种结构的效应仍小于100年风组合下的结构效应，即钢结构可用弹性截面S4。6度区两种结构均可按抗风设计。

## 1) 两倍小震地震力

### (1) 钢结构方案

#### 6.6 基底剪力

表 12 地震及风荷载作用下结构基底剪力

	基底剪力(kN)
地震作用-X向	7125
地震作用-Y向	7127
风荷载-X向	34546
风荷载-Y向	34546

\*2=14250

\*2=14254

### (2) 混合结构方案

#### 6.6 基底剪力

表 12 地震及风荷载作用下结构基底剪力

	基底剪力(kN)
地震作用-X向	9483
地震作用-Y向	10139
风荷载-X向	24373
风荷载-Y向	24373

\*2=18966

\*2=20278

精诚建造未来



### 材料用量

#### (1) 钢结构方案

钢材 $120\text{kg}/\text{m}^2$ ，钢筋 $10\text{kg}/\text{m}^2$ ，合计 $125\text{kg}/\text{m}^2$ ；砼 $0.27\text{m}^3/\text{m}^2$ 。

#### (2) 混合结构方案

钢材  $75\text{kg}/\text{m}^2$ ，钢筋 $50\text{kg}/\text{m}^2$ ，合计 $125\text{kg}/\text{m}^2$ ；砼 $0.40\text{m}^3/\text{m}^2$ 。

上述两个方案的结构造价相差 $200\text{元}/\text{m}^2$ （钢结构高）。

2. 7度区，对于钢结构，两倍小震地震力组合下的结构效应仍小于100年风组合下的结构效应，即钢结构可用弹性截面S4；对于混合结构，两倍小震大于风。

## 1) 两倍小震地震力

7度区钢结构可按抗风设计

### (1) 钢结构方案

混合结构按抗震设计

#### 6.6 基底剪力

表 12 地震及风荷载作用下结构基底剪力

	基底剪力(kN)
地震作用-X向	7125
地震作用-Y向	7127
风荷载-X向	34546
风荷载-Y向	34546

$$*2=14250*2=28500$$

$$*2=14254*2=28504$$

### (2) 混合结构方案

#### 6.6 基底剪力

表 12 地震及风荷载作用下结构基底剪力

	基底剪力(kN)
地震作用-X向	9483
地震作用-Y向	10139
风荷载-X向	24373
风荷载-Y向	24373

$$*2=18966*2=37932$$

$$*2=20278*2=40556$$

小结:

7度及以下地区，高层钢结构可采用弹性设计的方法进行抗震设计，在地震工况不起控制作用的前提下做到用钢量最省，构造最简单。

