

# 抗震设计中组合结构应变阻尼比的计算方法

孙仁范<sup>1</sup>, 魏 琰<sup>1</sup>, 刘维亚<sup>2</sup>, 韦承基<sup>1</sup>, 刘跃伟<sup>1</sup>

(1 深圳市力鹏建筑设计事务所, 深圳 518034; 2 深圳华侨城房地产有限公司, 深圳 518053)

**[摘要]** 工程上对钢与混凝土组合结构的阻尼比取值尚缺乏根据。对应变能阻尼比的计算方法进行了论述, 通过实例计算, 比较了组合结构采用单一阻尼比和采用应变能阻尼比时的内力和位移。计算结果表明, 组合结构的各阶振型的应变能阻尼比与振型中不同材料构件参与振动的程度有关。对组合结构取单一阻尼比进行抗震计算会使钢构件的内力偏小或混凝土构件的内力偏大, 建议采用应变能阻尼比法进行抗震计算。

**[关键词]** 组合结构; 应变能阻尼比法; 阻尼矩阵; 阻尼比; 计算方法

中图分类号: TU398 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2014)06-0023-04

## Strain-energy damping ratio method of composite structures for seismic design

Sun Renfan<sup>1</sup>, Wei Lian<sup>1</sup>, Liu Weiya<sup>2</sup>, Wei Chengji<sup>1</sup>, Liu Yuewei<sup>1</sup>

(1 Shenzhen Li Peng Building Structure Design Institute, Shenzhen 518034, China;

2 OCT Co., Ltd., Shenzhen 518053, China)

**Abstract:** There is almost no basis to ensure the damping ratio of steel and concrete composite structures in engineering. The calculation method of strain-energy damping was discussed. The force and displacement that used single damping value and the strain-energy damping value were compared by calculating examples. The results show that the all orders strain-energy damping ratio of composite structure is related to the vibrations level of members with different material in modal. The seismic calculation results of composite structure by using single damping ratio may underestimate the force of steel member or over value the force of concrete member. The strain-energy damping ratio method is more reasonable for composite structure.

**Keywords:** composite structure; strain-energy damping ratio method; damping matrix; damping ratio; calculation method

## 0 引言

钢与混凝土组合结构有多种形式, 除《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)<sup>[1]</sup>(简称高规)定义的钢框架或型钢混凝土框架与钢筋混凝土筒体所组合的混合结构外, 尚有很多其他钢与混凝土组成的结构, 如上部为钢结构, 下部为钢筋混凝土结构; 两方向用不同材料组成的结构, 如某一方向有钢筋混凝土剪力墙的钢框架结构; 在同一层中既有钢结构又有钢筋混凝土结构的混合结构等。组合结构还有其他复杂形式, 如钢筋混凝土结构中挑出长悬臂钢结构等。为了与高规定义的混合结构含义有所区别, 本文将所有钢与混凝土组合而成的结构均称为组合结构。

各种形式的组合结构, 其阻尼比的取值目前在国内仍采用单一阻尼比值<sup>[2]</sup>。如高规中定义的混合结构, 规定阻尼比取 0.04。在实际工程中, 如高度为 432m 的广州西塔组合结构和合景大厦组合结构的阻尼比取 0.035, 均略小于高规中钢筋混凝土结构的阻尼比 0.05, 远大于钢结构的阻尼比 0.02。而组合结构采用单一阻尼比存在如下问题:

(1) 对于上部为钢结构, 下部为钢筋混凝土结构的组合结构, 很难合理确定单一阻尼比取值。

(2) 对两方向用不同材料组成的组合结构, 直观就可判断两个方向阻尼比是不一样的。以钢筋混凝土结构为主的方向, 其阻尼比接近 0.05; 以钢结构为主的方向则接近 0.02; 而扭转振型阻尼比, 则应视何种材料对抗扭刚度贡献大而定, 其值接近于贡献大者。

(3) 对在同一层中既有钢结构, 又有钢筋混凝土结构的组合结构, 其阻尼比值取决于结构中不同参与材料的多寡及各自对刚度贡献的大小, 而不是一个定值。

由于上述原因, 下文将探讨应变能阻尼比法应用于组合结构的抗震设计计算问题。

## 1 组合结构阻尼的考虑

建筑物的阻尼是指结构在振动过程中因能量耗散致使振动衰减的现象。在动力分析中, 以做负功的阻尼力来描述。根据动力分析方法不同, 阻尼力的描述方法也不同, 常用的方法有经典比例阻尼、应变能阻尼、结构各部分比例阻尼和复阻尼等。经典比例阻尼适用于振型分解法、时程分析、频域分析、复模态分析等; 应变能阻尼适用于逐步积分、振型分

作者简介: 孙仁范, 硕士, 高级工程师, Email: srf@163.com。

解法; 结构各部分比例阻尼适用于时程分析、频域分析; 复阻尼适用于频域分析、复模态分析, 阻尼矩阵的形成方法和分析方法的关系见图 1。对采用单一材料的结构 根据实测结果, 其高阶振型的阻尼比略大于基本振型的阻尼比, 而且偏于安全考虑, 通常各振型取同一值来构造经典比例阻尼矩阵。但对材料阻尼差别较大的组合结构, 用单一阻尼比明显不合理。组合结构的阻尼是非经典比例阻尼, 因此经典比例阻尼不适用于组合结构, 而其他三种阻尼均可考虑不同材料的阻尼的影响。

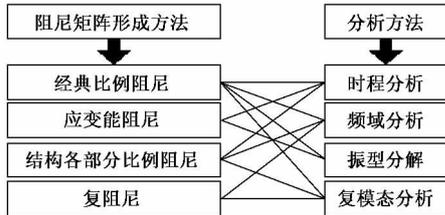


图 1 阻尼矩阵的形成方法和分析方法的关系

为考虑不同材料阻尼的不同, 用振型分解法和逐步积分法进行动力分析时, 阻尼矩阵可采用应变能阻尼, 用逐步积分法分析时亦可采用结构各部分比例阻尼。工程抗震设计中习惯用阻尼比来定义阻尼的大小, 因此采用应变能阻尼比法是比较合理的。事实上日本武藤清<sup>[3]</sup>早在 20 世纪 70 年代就已把应变能阻尼用于核电站设计中了。

## 2 基于应变能的阻尼比计算方法

### 2.1 单自由度体系阻尼比的计算

在真实的结构中, 阻尼是由很多不同能量耗散的机制共同引起的, 但为了便于数学上的分析, 常常把这些阻尼理想化为等效的黏滞阻尼, 即阻尼力的大小与质点的速度成正比, 方向与之相反。设单自由度体系的位移  $u(t)$  为:

$$u(t) = u_0 \sin(\omega t - \varphi) \quad (1)$$

式中:  $u_0$  为位移的幅值;  $\omega$  为频率;  $\varphi$  为相位角;  $t$  为时间。

一个振动循环内黏滞阻尼引起的耗散能  $E_D$  为:

$$\begin{aligned} E_D &= \int_0^{2\pi/\omega} (c\dot{u}) \dot{u} dt = \int_0^{2\pi/\omega} c\dot{u}^2 dt \\ &= c \int_0^{2\pi/\omega} [\omega u_0 \cos(\omega t - \varphi)]^2 dt \\ &= \pi c \omega u_0^2 \end{aligned} \quad (2)$$

$$c = 2\xi\omega_n m = 2\xi\omega_n (k/\omega_n^2) = 2\xi k/\omega_n \quad (3)$$

式中:  $c$  为结构的阻尼系数;  $\xi$  为阻尼比;  $\omega_n$  为自振频率;  $m$  为质量;  $k$  为刚度;  $\dot{u}$  为速度。

将式(3)代入式(2)得:

$$\xi = \frac{E_D}{2\pi(\omega/\omega_n) k u_0^2} \quad (4)$$

实际测量  $\xi$  时, 由于共振时结构反应更明显, 因此一般采用共振时的测量结果。此时  $\omega/\omega_n = 1$ , 则:

$$\xi = \frac{E_D}{2\pi k u_0^2} \quad (5)$$

令  $E_{s0}$  为最大弹性应变能:

$$E_{s0} = \frac{1}{2} k u_0^2 \quad (6)$$

将式(6)代入式(5)得:

$$\xi = \frac{E_D}{4\pi E_{s0}} \quad (7)$$

由  $\omega = \omega_n$  确定的阻尼比对于其他频率可能并不完全正确, 但提供了一个较为准确的值。

### 2.2 多自由度体系阻尼比的计算

#### (1) 应变能

第  $i$  阶振型第  $n$  个单元的应变能  $E_s(i, n)$  为:

$$E_s(i, n) = \frac{1}{2} \mathbf{u}_{in}^T \mathbf{K}_n \mathbf{u}_{in} = \frac{1}{2} \boldsymbol{\varphi}_{in}^T \mathbf{K}_n \boldsymbol{\varphi}_{in} \quad (8)$$

$$\mathbf{u}_{in} = \boldsymbol{\varphi}_{in} \sin(\omega_i t + \theta_i) \quad (9)$$

式中:  $\mathbf{u}_{in}$  为第  $i$  阶振型第  $n$  个单元的位移;  $\boldsymbol{\varphi}_{in}$  为第  $n$  个单元第  $i$  阶振型的振型位移;  $\omega_i$  为第  $i$  阶振型的圆频率;  $\theta_i$  为第  $i$  阶振型的相位角;  $\mathbf{K}_n$  为第  $n$  个单元的刚度矩阵。

#### (2) 耗散能

假定单元的阻尼与单元的刚度成比例, 则:

$$\mathbf{C}_n = \frac{2h_n}{\omega_i} \mathbf{K}_n \quad (10)$$

式中:  $\mathbf{C}_n$  为第  $n$  个单元的阻尼矩阵;  $h_n$  为第  $n$  个单元的阻尼比。

基于上述假定, 第  $i$  阶振型第  $n$  个单元的耗散能  $E_D(i, n)$  的计算如下:

$$E_D(i, n) = \pi \mathbf{u}_{in}^T \mathbf{C}_n \dot{\mathbf{u}}_{in} = 2\pi h_n \boldsymbol{\varphi}_{in}^T \mathbf{K}_n \boldsymbol{\varphi}_{in} \quad (11)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{in} = \omega_i \boldsymbol{\varphi}_{in} \cos(\omega_i t + \theta_i) \quad (12)$$

式中  $\dot{\mathbf{u}}_{in}$  为第  $i$  阶振型第  $n$  个单元的速度。

#### (3) 应变能阻尼比

整体结构的第  $i$  阶振型的阻尼比  $\xi_i$  可以用所有单元的第  $i$  阶振型的总耗散能和总应变能之比来计算, 如下式:

$$\xi_i = \frac{\sum_{n=1}^N E_D(i, n)}{4\pi \sum_{n=1}^N E_s(i, n)} = \frac{\sum_{n=1}^N h_n \boldsymbol{\varphi}_{in}^T \mathbf{K}_n \boldsymbol{\varphi}_{in}}{\sum_{n=1}^N \boldsymbol{\varphi}_{in}^T \mathbf{K}_n \boldsymbol{\varphi}_{in}} \quad (13)$$

由于  $h_n$  为第  $n$  个单元的阻尼比, 因此计算  $\xi_i$  时涉及到不同单元的阻尼比值。

根据已有的研究, 阻尼比取值与结构材料有关,

也与所处的应力状态有关,应力高,阻尼比值大,反之值小。Chopra<sup>[4]</sup>推荐的阻尼比值如表 1 所示。

表 1 结构阻尼比

应力水平	结构类型和条件	阻尼比/%
不超过大约 1/2 屈服点	焊接钢, 预应力混凝土, 适筋混凝土(只有轻微开裂)	2~3
	钢筋混凝土(开裂很大)	3~5
	栓接和(或)铆接钢、木结构	5~7
在屈服点或正好低于屈服点	焊接钢, 预应力混凝土(预应力完全没有损失)	5~7
	预应力混凝土(没有剩余预应力)	7~10
	钢筋混凝土	7~10
	栓接和(或)铆接钢、木结构(具有螺栓连接)	10~15
	木结构(具有铆钉连接)	15~20

### 3 应变能阻尼计算实例

#### 3.1 算例 1 和算例 2

算例 1 和算例 2 的结构简图见图 2。算例 1 为钢框架结构两端有混凝土剪力墙的结构;算例 2 为将算例 1 的剪力墙位置向内移一跨后的结构。利用应变能阻尼比法求结构阻尼比,取钢构件阻尼比为 0.02,混凝土构件阻尼比为 0.05,计算的结构阻尼比结果见表 2。

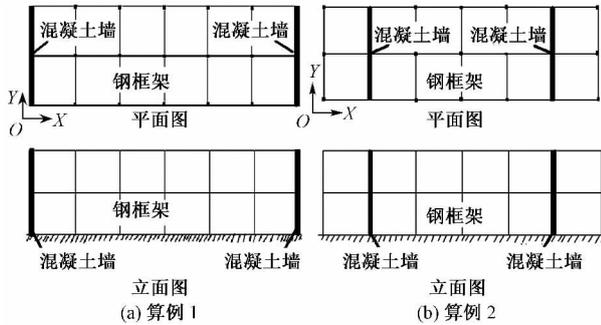


图 2 算例结构简图

表 2 算例 1 和算例 2 的阻尼比

振型	方向	阻尼比		振型	方向	阻尼比	
		算例 1	算例 2			算例 1	算例 2
1	X	0.021	0.021	4	X	0.020	0.020
2	Y	0.048	0.047	5	Y	0.048	0.040
3	$R_z$	0.048	0.045	6	$R_z$	0.048	0.045

计算结果显示,结构沿 X 方向振动时,结构阻尼比稍大于 0.02,沿 Y 方向振动时,结构阻尼比接近 0.05,扭转振型( $R_z$ )也偏向 0.05。两个算例平动振型的阻尼比值很接近,扭转振型阻尼比差别稍大些。由于计算时采用刚性楼板假设,同一层混凝土构件与钢构件的侧移相同,故两部分应变能所占比例主要与刚度有关。沿 X 方向振动时,钢构件抗侧刚度和应变能大,结构阻尼比接近钢结构;沿 Y 方向振动时,混凝土构件抗侧刚度和应变能大,结构阻

尼比接近钢筋混凝土结构。对于扭转振型  $R_z$ ,算例 1 中混凝土墙抗扭作用比算例 2 大,故结构阻尼比也比算例 2 的大。算例说明组合结构采用单一阻尼比是不合理的。

#### 3.2 算例 3 和算例 4

算例 3 和算例 4 为 30 层框架-混凝土核心筒结构,平面简图见图 3。两个结构中间都为混凝土核心筒,梁为钢梁,区别仅在:算例 3 的外框柱为钢柱而算例 4 为混凝土柱。利用应变能阻尼比法计算结构的阻尼比,取钢构件阻尼比为 0.02,混凝土构件阻尼比为 0.05,得各振型阻尼比见表 3。

算例 3 第 1 阶振型阻尼比为 0.036,小于 0.04,其余振型在 0.405 ~ 0.459 之间,均大于 0.04。算例 4 的计算结果与算例 3 类似,第 1 阶振型阻尼比为 0.037,小于 0.04,其余振型阻尼比在 0.041 ~ 0.046 之间,均大于 0.04。



图 3 算例 3 和算例 4 结构平面简图

由此可见对算例 3 和算例 4,按单一阻尼比取值(0.04)是不够合理的。

表 3 算例 3 和算例 4 的振型阻尼比

序号	算例 3		算例 4	
	周期/s	阻尼比	周期/s	阻尼比
$T_1$	3.399	0.035 8	3.477	0.036 7
$T_2$	2.761	0.040 5	2.882	0.041 1
$T_3$	2.047	0.045 6	2.272	0.045 8
$T_4$	0.731	0.044 6	0.774	0.044 5
$T_5$	0.725	0.045 4	0.770	0.045 7
$T_6$	0.657	0.045 9	0.727	0.046 1

#### 3.3 算例 5

算例 5 共 30 层,其中 1~25 层为框架-混凝土核心筒结构,26~30 层为钢框架结构,用应变能阻尼比法计算得结构应变能阻尼比见图 4。由图可以看出,结构各阶振型的应变能阻尼比变化很大,且与振型形状有关。以第 1 阶振型和第 4 阶振型为例,振型形状见图 5,两者都是 Y 方向振动,应变能阻尼比分别为 0.038 和 0.028。第 1 阶振型混凝土和钢结构都参与振动,两者应变能相当,故结构阻尼比大小中等;第 4 阶振型主要是钢结构参与振动,混凝土部分的应变能较小,钢结构部分的应变能大大增加,致使结构阻尼比降低很多。

采用应变能阻尼比法计算得结构楼层剪力和剪力墙的剪力,与采用单一阻尼比 0.04 计算的相应结

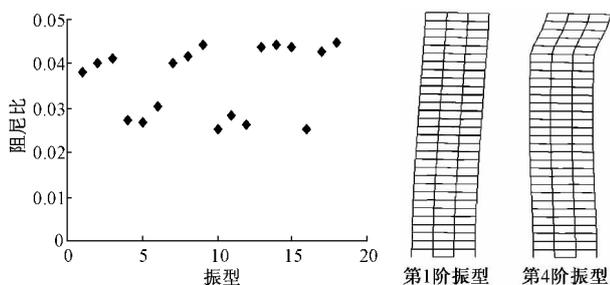


图4 各阶振型应变能阻尼比

图5 第1、4阶振型图

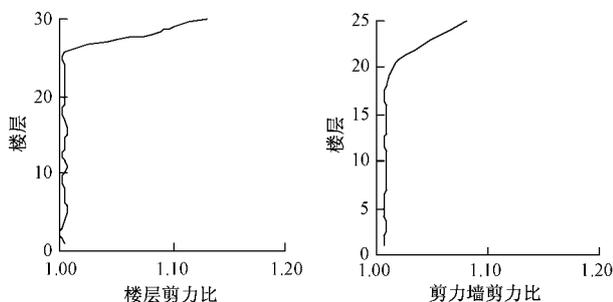


图6 Y方向楼层剪力比

图7 Y方向剪力墙剪力比

果比值见图6、7。可见,与采用单一阻尼比0.04相比,采用应变能阻尼比法计算的结果为:钢结构层的层剪力普遍偏大,上部钢柱的内力普遍偏大,与上部钢结构直接相连的几层混凝土剪力墙由于较多地承担上部钢结构传来的剪力,其剪力也偏大,而下部大

部分楼层的混凝土墙内力相差不大。此时,用单一阻尼比0.04计算会减小钢结构部分的地震反应,其计算结果是不安全的。

从上述算例可以看到在组合结构中采用单一阻尼比存在的问题,如取值不当可能使计算结果过于保守或偏于不安全,因此建议采用应变能阻尼比法来进行结构抗震计算。

#### 4 结语

介绍了应变能阻尼比法计算理论。应变能阻尼比与结构各构件的刚度及阻尼有关。组合结构的各阶振型的应变能阻尼比与振型中不同材料的构件参与振动的程度有关。对组合结构取单一阻尼比进行抗震计算会使钢构件的内力偏小或混凝土构件的内力偏大,建议采用应变能阻尼比法进行抗震计算。

#### 参考文献

- [1] JGJ 3—2010 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [2] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [3] 武腾清. 结构物动力设计[M]. 滕家禄, 译. 北京: 中国建筑工业出版社, 1984.
- [4] CHOPRA A K. 结构动力学[M]. 谢礼立, 吕大刚, 译. 北京: 高等教育出版社, 2005.

### 探秘台北101

台北101,位于中国台湾省台北市信义区,楼高509m,地上101层,地下5层。由建筑师李祖原设计,KTRT团队建造,由台湾十二家银行及产业界共同出资兴建,造价共达五百八十亿元台币。该楼融合东方古典文化及台湾本土特色,造型宛若劲竹,节节高升、柔韧有余。另外运用高科技材质及创意照明,以透明、清晰营造视觉穿透效果。台北101于1999年7月开建,打地基的工程总共进行了15个月,挖出土70万t,基桩由382根钢筋混凝土构成。中心的巨柱为双管结构,由钢外管、钢加混凝土内管组成,巨柱焊接花了约两年的时间完成。台北101所使用的钢至少有5种,依不同部位设计,特别调制的混凝土,比一般混凝土强度高60%。

台湾位于地震带上,且台湾每年夏天都会受到太平洋上形成的台风影响,防震和防风是台北101建筑所需克服的两大问题。为了评估地震对台北101所产生的影响,地质学家陈斗生开始探查工地预定地附近的地质结构,探钻4号发现距台北101 200m左右有一处10m厚的断层。依据这些资料,台湾省地震工程研究中心建立了大小不同的模型,来仿真地震发生时大楼可能发生的情形。为了增加大楼的弹性来避免强震所带来的破坏,台北101的中心是由一个外围8根钢筋的巨柱组成。为了应对高空强风及台风吹拂造成的摇晃,大楼内设置了“调谐质块阻尼器”

(tuned mass damper,又称“调质阻尼器”)是在88至92楼挂置一个重达660t的巨大钢球,利用摆动来减缓建筑物的晃动幅度。据台北101告示牌所言,这也是全世界唯一开放供游客观赏的巨型阻尼器,更是目前全球最大的阻尼器。防震措施方面,台北101采用新式的“巨型结构”(megastructure)在大楼的四个外侧分别各有两支巨柱,共八支巨柱,每支截面长3m、宽2.4m,自地下5楼贯通至地上90楼,柱内灌入高密度混凝土,外以钢板包覆。

从许多方面来说,台北101大楼运用了许多当代摩天大楼中最先进的技术。大楼内使用了光纤和卫星网络联机,每秒的传输速率最高可达1Gb。此外,日本东芝(TOSHIBA)公司制造了两台全世界最快的电梯,能够在37s之内从5楼上升至观景台所在的89楼。而游客也能从楼梯上到所在91楼的室外观景台。下行最高速率可达600m/min,由89楼下行至5楼仅需46s,至1楼仅需48s。另外,它也是世界最长行程的室内电梯。台北101建筑主体分为裙楼(台北101购物中心)及塔楼(企业办公大楼)。其中B2~B4为停车场,B1至4楼共有5层购物中心,5楼则为数家银行与证券服务金融中心,6楼至84楼为一般办公大楼,85楼为商务俱乐部,86至88楼为观景餐厅,89楼为室内观景层,91楼为室外观景台。

(摘编自:中国建筑新闻网)