

# 混凝土房屋钢结构夹层抗震分析

□文 / 田 慧 王依群

**摘 要:**对原钢筋混凝土结构进行钢结构夹层后就组合成了由 2 种不同阻尼比的材料组成的混合结构,构成了非比例阻尼的结构体系。文中采用平面弹塑性时程分析软件 NDAS2D,对钢筋混凝土框架顶部加 2 层钢框架的结构进行考虑非比例阻尼特性的弹性时程直接动力分析,并在此基础上讨论了不同阻尼比和不同刚度对整体框架抗震性能的影响。计算表明,“鞭梢效应”是由于钢框架刚度和阻尼突然减小 2 个原因引起的,忽略其中任何一个都不能准确计算结构的位移和内力,从而给设计带来安全隐患。

**关键词:**钢结构夹层;阻尼比;弹性时程分析;抗震性能;刚度;鞭梢效应

近年来由于城市建设用地日趋紧张,许多原有建筑物已经不能满足新的需求,需要进一步扩大使用面积。在这种情况下建筑加层就成了扩大房屋面积的一个很好手段,钢结构加层是目前采用较多的一种房屋加固与改造形式。由于下部原结构多为砌体结构或钢筋混凝土框架结构,因此加层后的结构属于混合结构。这种混合结构是由具有不同阻尼比的 2 种材料组成,构成了非比例阻尼的结构体系。

加层是一个看似简单,实际却很复杂的问题,因为不合理的加层往往会带来一系列的问题:房屋出现裂缝、不均匀沉降、建筑的整体抗震性降低、部分构件因承载力过大而产生弯折等等。所以对于加层结构,不仅要进行加层部分的设计,而且应进行结构的整体分析。

## 简介

采用平面弹塑性时程分析软件 NDAS2D,对钢筋混凝土框架顶部加 2 层钢框架的结构进行考虑非比例阻尼特性的弹性时程直接动力分析。在 NDAS2D 中,将结构理想化为平面离散单元装配而成,把节点位移作为未知量,按直接刚度法分析。软件使用向量迭代法来求结构的自振频率和振型,这也是确定结构瑞雷阻尼系数的基础;然后,根据给定结构的第一、二阶振型阻尼比,计算出瑞雷阻尼系数。软件采用常加速度法逐步积分计算非线性地震响应,算法稳定、没有超越现象,满足工程精度的要求,能够计算由 2 种不同阻尼特性材料建造的混合结构。

## 算例分析

### 算例简况

混凝土框架顶钢结构夹层结构如图 1。

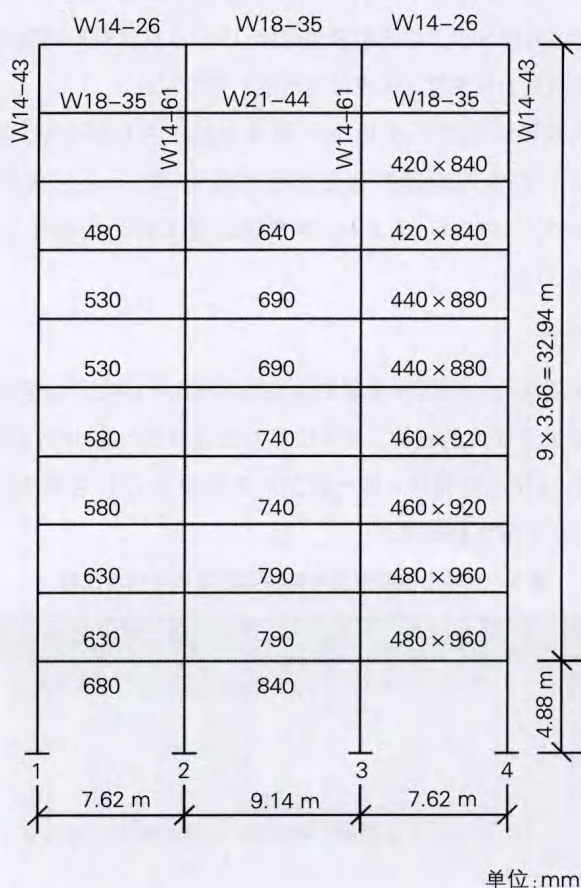


图 1 混凝土框架顶钢结构夹层结构

图 1 中,9、10 层构件旁注的是该构件的型钢号,其余每层的混凝土梁截面尺寸  $b \times h$  相同。框架边柱、中柱均为方形截面,截面边长见图 1 中柱旁的数字。混凝土弹性模量  $E=3.0 \times 10^4$  MPa,加层钢结构弹性模量  $E=2.07 \times 10^5$  MPa。各层质量和加层型钢刚度分别见表 1 和表 2。

表 1 各层质量

层数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
质量 $m/t$	41.85	40.63	40.30	40.00	39.70	39.40	39.15	38.88	20	13.3

表 2 型钢刚度

型钢型号	刚度 $EI/(kN \cdot m^2)$
W14-26	17 582
W18-35	44 161
W21-44	60 729
W14-43	36 942
W14-61	55 186

我国设计规范规定混凝土框架采用 0.05 阻尼比, 钢框架采用 0.02 阻尼比。以下对整个系统分别采用混凝土阻尼模型 (0.05)、折算阻尼模型 (0.0476) 和精确阻尼模型 (0.05~0.02) 进行弹性时程分析。这里折算阻尼比 0.0476 是具有不同阻尼比构件的刚度为权重算出的整体结构的折算阻尼比。

抗震设防烈度为 8 度, 设计基本加速度为 0.20 g 时, 弹性时程分析时输入地震加速度的最大值为 70 cm/s<sup>2</sup>。采用的 EL Centro (1940 年, 南北向) 地震波记录步长为 0.02 s, 记录长度为 37 s。

### 结果分析

加层部分的刚度和质量的突变使结构的位移、加速度和内力都发生了很大的变化。其中位移和加速度的比较分别见表 4 和表 5, 结构层间侧移  $h$  的比较见图 2 和表 6, 结构层间位移角  $\theta$  的比较见图 3 和表 7。

表 3 混凝土框架顶层与钢框架底层构件刚度比较

刚度	边柱	中柱	边跨梁	中跨梁
$E_C I_C / (kN \cdot m^2)$	132 710.4	419 430.4	622 339.2	622 339.2
$E_S I_S / (kN \cdot m^2)$	36 942.1	55 185.7	44 160.9	60 729.0
$E_C I_C / E_S I_S$	3.6	7.6	14.1	10.2

注:  $E_C I_C$  和  $E_S I_S$  分别是混凝土框架顶层刚度和钢框架底层刚度

表 4 3 种阻尼模型下钢框架顶层和混凝土框架顶层位移差比较

位移	实际阻尼比	折算阻尼比	混凝土阻尼比
$DS_1/m$	0.050 4	0.049 3	0.048 3
$DS_2/m$	0.026 4	0.027 0	0.026 5
$DS_1$ 与 $DS_2$ 的差/m	0.024 0	0.022 3	0.021 8

注:  $DS_1$  和  $DS_2$  分别表示钢框架顶层位移和混凝土框架顶层位移

由表 4 可以看出 3 种阻尼情况下  $DS_1$  与  $DS_2$  的差都很大, 其中按实际阻尼比 (0.05~0.02) 计算时,  $DS_1$  与  $DS_2$  的差最大, 按实际阻尼比计算出的  $DS_1$  与  $DS_2$  的差是按混凝土阻尼比计算的位移差的 1.10 倍, 是按折算阻尼比计算的位移差的 1.08 倍; 而且按实际阻尼比计算时顶点位移最大, 其中按混凝土阻尼比 (0.05) 计算的顶点位移比按实际阻尼比 (0.05~0.02) 计算的小 4.17%, 按折算阻尼比 (0.0476) 计算的顶点位移比按实际阻尼比 (0.05~0.02) 计算的小 2.18%。也就是说, 按实际阻尼比计算鞭梢效应更大, 如果按混凝土阻尼比或按折算阻尼比计算就会明显低估结构的最大动力响应, 从而给设计带来安全隐患。

表 5 3 种阻尼模型下钢框架顶层和混凝土框架顶层加速度差比较

加速度 $/(m \cdot s^{-2})$	实际阻尼比	折算阻尼比	混凝土阻尼比
$a_1$	3.788	3.601	3.548
$a_2$	1.581	1.605	1.587
$a_1$ 与 $a_2$ 的差	2.207	1.996	1.961

注:  $a_1$  和  $a_2$  分别表示钢框架顶层加速度和混凝土框架顶层加速度最大值

由表 5 可以看出, 按实际阻尼比计算出的  $a_1$  与  $a_2$  的差是按照混凝土阻尼比计算出的加速度差的 1.13 倍, 是按照折算阻尼比计算出的加速度差的 1.11 倍。按混凝土阻尼比 (0.05) 计算的顶点加速度比按实际阻尼比 (0.05~0.02) 计算的小 6.34%, 按折算阻尼比 (0.0476) 计算的顶点加速度比按实际阻尼比 (0.05~0.02) 计算的小 4.96%。也就是说, 不论是按照混凝土阻尼比计算还是按照折算阻尼比计算, 得到的地震力都偏低, 所以对这类结构的动力响应计算应采用结构的实际阻尼比。

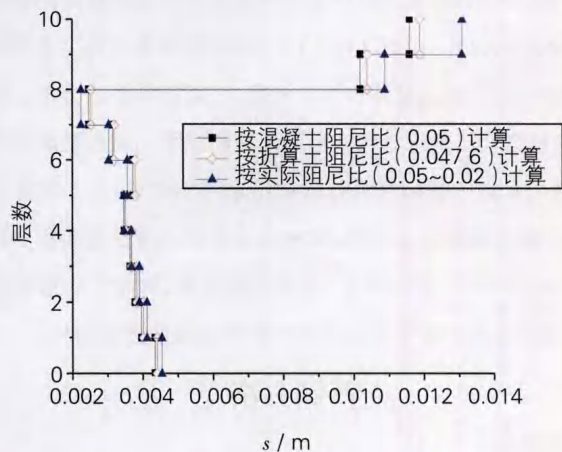


图 2 结构层间侧移包络曲线对比

表 6 3 种阻尼模型下钢框架底层和混凝土框架顶层层间侧移突变值比较

层间侧移	实际 阻尼比	折算 阻尼比	混凝土 阻尼比
$CDS_1/m$	0.010 90	0.010 40	0.010 20
$CDS_2/m$	0.002 25	0.002 53	0.002 47
$CDS_1$ 与 $CDS_2$ 的差 / m	0.008 65	0.007 87	0.007 73

注:  $CDS_1$  和  $CDS_2$  分别表示钢框架底层层间侧移和混凝土框架顶层层间侧移

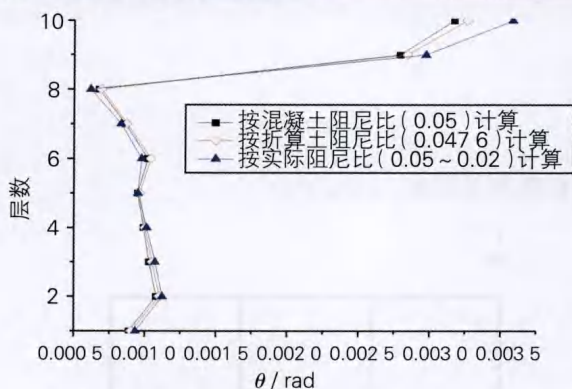


图 3 结构层间位移角包络曲线对比

由表 6 可以看出,按折算阻尼比、混凝土阻尼比计算出的  $CDS_1$  与  $CDS_2$  的差分别是按照实际阻尼比计算出的层间侧移差的 0.91、0.89 倍。

表 7 3 种阻尼模型下钢框架底层和混凝土框架顶层层间位移角突变值比较

层间位移角	实际 阻尼比	折算 阻尼比	混凝土 阻尼比
$ADS_1/rad$	1/336.7	1/352.1	1/358.4
$ADS_2/rad$	1/1626.0	1/1445.1	1/1481.5
$ADS_1$ 与 $ADS_2$ 的 / rad	0.00236	0.00215	0.00212

注:  $ADS_1$  和  $ADS_2$  分别表示钢框架底层层间位移角和混凝土框架顶层层间位移角

由表 7 可以看出,按折算阻尼比、混凝土阻尼比计算出的  $ADS_1$  与  $ADS_2$  的差分别是按照实际阻尼比计算出的层间位移角差的 0.91、0.90 倍。

由图 2、图 3 和表 6、表 7 可以看出,在加层钢框架与原结构顶层连接处层间侧移  $s$ 、层间位移角  $\theta$  都有较大的突变,按实际阻尼比 (0.05~0.02) 计算时的突变值最大。特别是位移响应,用折算阻尼比模型计算结果比用实际阻尼比模型计算结果小 10% 左右,设计中应加以重视。

### 结 论

(1) 通过对 3 种阻尼模型的计算分析比较可知,混凝土阻尼模型的加速度、位移和内力最小,说明阻尼比越大,地震反应

越小。但无论是混凝土阻尼模型的值还是折算阻尼模型的值都与实际阻尼模型的值有一定差距。说明无论是采用混凝土结构阻尼比,还是采用折算阻尼比进行计算,都没有考虑钢框架部分的阻尼比突然减小的因素,因此都不能准确地反映结构的动力特性,如用于设计计算将带来不安全的结果。因此对非比例阻尼结构采用按照结构的各个部分的实际阻尼比进行计算比较精确。

(2) 从层间侧移、层间位移角包络曲线可看出,在加层钢框架与原结构顶层连接处有较大突变,这是由于在连接处刚度、阻尼比有较大突变,形成了结构薄弱层。因此,由于加层钢框架部分刚度、质量和阻尼比都比原结构钢筋混凝土框架部分小,两者在地震过程中动力特性不一致,易产生震害,故应在设计时加强新旧结构的整体性连接。

(3) 通过对阻尼比改变和刚度改变的结果分析比较,表明混凝土框架顶钢框架有较大的“鞭梢效应”是由于钢框架刚度和阻尼突然减小 2 个原因引起的,忽略其中任何一个都不能准确计算结构的位移和内力,从而给设计带来安全隐患。

□■

#### 参考文献:

- [1] 王依群.平面结构弹塑性地震响应分析软件 NDAS2D 及其应用[M].北京:中国水利水电出版社,2006.
- [2] 田 慧.钢筋混凝土框架顶钢结构加层抗震分析[D].天津:天津大学,2007.
- [3] H. M. Hilber, T. J. R. Hughes. Collocation, dissipation and 'overshoot' for time integration schemes in structural dynamics[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1978, (6): 99-117.
- [4] 张 涛,王元清,石永久,等.钢筋混凝土框架顶部钢结构加层的抗震性能反应谱分析[J].工程抗震与加固改造,2006,28(3):95-100.

□中图分类号: TU393

□文献标识码: C

□文章编号: 1008-3197(2009)02-0023-03

□收稿日期: 2009-02-16

□作者简介: 田 慧 / 女, 1981 年出生, 硕士, 助教, 天津城市建设管理职业技术学院建筑工程系, 主要从事结构工程研究及教学工作。

□王依群 / 天津大学建筑工程学院。