

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2020.148

开放科学(资源服务)标识码(OSID):



# 超高层混合结构增量动力分析的地震动强度指标

邓晖,付志旭,傅冠翔,潘建荣

(华南理工大学 土木与交通学院,广州 510641)

**摘要:**在进行超高层结构设计时,地震动强度指标是指导结构抗震设计的重要依据,对结构的安全至关重要,但目前并没有统一的结论,因此,对超高层结构进行地震动强度指标的研究具有重要意义。在综述建筑结构增量动力分析地震动强度指标有效性研究现状的基础上,提出适用于超高层建筑结构增量动力分析的地震动强度指标 $\bar{S}_{a\%}$ ,地震动强度指标 $\bar{S}_{a\%}$ 是考虑结构前 $a\%$ 振型质量参与系数的自振周期所对应谱加速度的几何平均值;为了验证地震动强度指标 $\bar{S}_{a\%}$ 的有效性,以实际超高层为例,使用PERFORM-3D弹塑性分析软件建立非线性模型并进行增量动力分析,根据各种地震动强度指标的 $\theta_{\max}$ 和 $V_{\max}$ 结果进行离散性分析,发现地震动强度指标 $\bar{S}_{a\%}$ 用于超高层结构增量动力分析时能有效减少 $\theta_{\max}$ 和 $V_{\max}$ 数据的离散性,从而提高计算数据的有效性,为实际超高层结构的应用提供参考。

**关键词:**增量动力分析;超高层;地震动强度指标;离散性

**中图分类号:** TU973    **文献标志码:** A    **文章编号:** 2096-6717(2021)03-0109-10

## Seismic intensity index for incremental dynamic analysis of super high-rise hybrid structures

DENG Hui, FU Zhixu, FU Guanxiang, PAN Jianrong

(School of Civil Engineering and Transportation, South China University of Technology, Guangzhou 510641, P. R. China)

**Abstract:** In design of super high-rise structure, the ground motion intensity index guides the seismic design of the structure and is very important for safety of the structure, but there is no unified conclusion on the ground motion intensity index of super high-rise mixed structure. Therefore, it is of great significance to study the ground motion intensity index of the super high-rise structure. Based on the review of the current research status of the effectiveness of seismic intensity index in the incremental dynamic analysis of building structures, this article proposes a seismic intensity index  $a\%$ , which is suitable for the incremental dynamic analysis of super high-rise building structure. The ground motion intensity index  $\bar{S}_{a\%}$  is the geometric average of the spectral acceleration corresponding to the natural vibration period of  $a\%$  mode mass participation coefficient before considering the translational direction of the structure. In order to verify the effectiveness of the seismic intensity index  $\bar{S}_{a\%}$ , PERFORM-3D elastoplastic analysis software

**收稿日期:** 2020-06-21

**基金项目:** 国家自然科学基金(51778241)

**作者简介:** 邓晖(1970-),男,副教授,博士,主要从事大型复杂结构施工监测监控、古建筑长期健康监测研究, E-mail: hdeng@scut.edu.cn.

**Received:** 2020-06-21

**Foundation item:** National Natural Science Foundation of China(No. 51778241)

**Author brief:** DENG Hui (1970-), associate professor, PhD, main research interests: construction monitoring of complex structures and long-term health monitoring of ancient buildings, E-mail: hdeng@scut.edu.cn.

was used to establish a nonlinear model of an actual super high-rise building and perform incremental dynamic analysis. Based on the discrete analysis of  $\theta_{\max}$  and  $V_{\max}$  results of various ground motion intensity indexes, it is concluded that  $\bar{S}_{a\%}$  of ground motion intensity index proposed in this paper can effectively reduce the discreteness of  $\theta_{\max}$  and  $V_{\max}$  when applied to incremental dynamic analysis of super-high-rise structures, which improves the validity of calculated data and provides reference for the application of actual super high-rise structures.

**Keywords:** incremental dynamic analysis; super high-rise building; seismic intensity index; dispersion

地震动强度指标一直是众多学者研究的热点之一,刘恢先<sup>[1]</sup>认为选择地震动强度指标的方向主要有两个:一个是地震动地面运动指标,如 PGA、PGV 等;另一个是采取地震动的反应谱值,如结构第一自振周期对应的谱加速度。众多学者通过研究提出的地震动强度指标目前已有 30 种之多<sup>[2]</sup>。增量动力分析<sup>[3]</sup>(Incremental Dynamic Analysis, IDA)是近年来受到众多学者关注的方法,该方法相比于静力弹塑性方法和动力弹塑性方法具有明显的优势。但因为其计算量大和研究积累的成果较少,所以,还未能成为抗震分析的主流方法,目前主要被广泛应用于结构基于性能的抗震评估中<sup>[4-6]</sup>。但随着计算机科学技术的飞速发展,IDA 将是未来建筑结构弹塑性分析的重要发展方向。

目前众多学者在进行增量动力分析时,都选用 PGA 或者  $S_a(T_1, \xi)$  作为地震动强度指标进行调幅,因为这两种指标概念清晰,且计算简单,满足了比例调整鲁棒性、充分性和地震危险性可计算性的要求,但在有效性方面,两种指标的适用性一直存在较大争议。对于以第一振型为主导的低层、多层结构,用  $S_a(T_1, \xi)$  进行调幅计算得到的结果离散性较小<sup>[7]</sup>,这一结论已获得了较一致的认同。但对于高层或者超高层建筑则尚未有一致的结论。Guan 等<sup>[8]</sup>以框架核心筒为研究对象,对地震动强度指标进行研究,结果表明,PGV 作为长周期地震动强度指标时效果较好,而 PGA 不适用于长周期结构。卢啸等<sup>[9]</sup>考虑到超高层结构高阶振型对结构有较大影响的特点,基于弯-剪耦合简化模型,提出适用于超高层结构的地震动强度指标  $\bar{S}_a$ ,并通过两栋高层结构的倒塌实例分析验证了该指标的相关性和离散程度。周颖等<sup>[10]</sup>对某型钢混凝土框架-钢筋混凝土核心筒超高层建筑进行了 IDA 分析,对比不同地震动参数 IDA 曲线的条件对数标准差平均值,得到对于高层建筑,考虑前 3 阶谱值参数的  $S_{123}$  离散型最小、PGV 次之、PGA 离散型较大的结论。候喆辰<sup>[11]</sup>对高层剪力墙

结构实际工程进行增量动力分析,对比分析结果的标准差,得到选用 PGA 作为地震动强度指标时计算结果的离散性比选用 PGV 要小的结论。郝永蕾<sup>[12]</sup>对某 30 层型钢混凝土框架-混凝土核心筒混合结构进行 IDA 分析,选择分位数曲线法和条件对数标准差对 3 个参数所得结果进行离散性对比分析,得到选用 PGA 作为地震动参数时离散性最小,PGV 离散性稍大, $S_a(T_1, \xi)$  离散性较大的结论。由此可见,目前对于高层和超高层建筑的地震动强度指标并没有较一致的看法,笔者提出适用于超高层建筑结构增量动力分析的地震动强度指标  $\bar{S}_{a\%}$ ,并通过实际工程证明其指标的有效性。

## 1 地震动强度指标及 $\bar{S}_{a\%}$ 的提出

由于超高层建筑结构在设计时大多采用基于性能的抗震设计方法,具有较高的安全储备,在大震作用下,结构的主要抗侧力构件基本保持弹性或进入塑性的程度不高<sup>[13-14]</sup>,非弹性反应谱是地震动特性和结构材料非线性相互耦合作用的结果,其中混合了结构的非线性影响的成分<sup>[10]</sup>,故笔者暂不考虑采用非弹性谱作为地震动强度指标。基于目前地震动强度指标的研究现状和地震动强度指标在进行增量动力分析时需要满足的特性,纳入几个目前常用的地震动强度指标,并纳入概念简单、使用方便、且能够考虑高阶振型影响从而适用于超高层结构的地震动强度指标。选用已有的地震动强度指标如下:

- 1) 地震动的峰值加速度 PGA。
- 2) 地震动的峰值速度 PGV。
- 3) 阻尼比为 4% 时,结构第一自振周期对应的谱加速度  $S_a(T_1, 4\%)$ 。
- 4) 阻尼比为 4% 时,地震动加速度谱峰值 PSA。
- 5) 阻尼比为 4% 时,地震动速度谱峰值 PSV。
- 6) 文献<sup>[3]</sup>中提出的考虑高阶振型参与的幂函数乘积形式的地震动强度指标。它以结构主要周期对应的弹性加速度反应谱值为底数,以各周期的振

型参与质量系数比为指数的各振型结果的乘积。

当考虑前2阶振型时,其表达式为

$$S_{12} = [S_a(T_1, \xi)]^\alpha \cdot [S_a(T_2, \xi)]^\beta \quad (1)$$

式中: $\alpha = m_1 / (m_1 + m_2)$ ;  $\beta = m_2 / (m_1 + m_2)$ 。

当考虑前3阶振型时,其表达式为

$$S_{123} = [S_a(T_1, \xi)]^\alpha \cdot [S_a(T_2, \xi)]^\beta \cdot [S_a(T_3, \xi)]^\gamma \quad (2)$$

式中: $\alpha = m_1 / (m_1 + m_2 + m_3)$ ;  $\beta = m_2 / (m_1 + m_2 + m_3)$ ;  $\gamma = m_3 / (m_1 + m_2 + m_3)$ 。其中, $m_1$ 、 $m_2$ 和 $m_3$ 分别为对应于前3阶自振周期 $T_1$ 、 $T_2$ 和 $T_3$ 的振型参与质量系数。

7)文献[9]中提出的适用于超高层建筑的改进地震动强度 $\bar{S}_a$ 。该指标能够反映结构中高阶振型的影响,而且形式简便,便于应用。其表达式为

$$\bar{S}_a = \sqrt[n]{\prod_{i=1}^n S_a(T_i)} \quad (3)$$

$$n = \begin{cases} 1, T_1 \leq 1 \text{ s} \\ 0.39T_1 + 1.15, 1 \text{ s} < T_1 \leq 10 \text{ s} \end{cases} \quad (4)$$

式中: $S_a(T_i)$ 为第 $i$ 周期对应的谱加速度; $n$ 为所考虑的结构平动振型数,与结构的基本周期相关; $\bar{S}_a$ 的物理含义是结构前 $n$ 阶平动自振周期对应的谱加速度的几何平均值,反映了结构地震响应中参与显著的结构振型数量。

在第6)、7)地震动强度指标的基础上,提出适用于超高层结构的地震动强度指标 $\bar{S}_{a\%}$ 。该指标物理含义为考虑结构前 $a\%$ 振型质量参与系数的自振周期对应谱加速度的几何平均值。

提出此地震动强度指标的理由如下:

1) $S_{12}$ 和 $S_{123}$ 考虑高阶振型参与影响的能力有限。对于许多复杂高层结构,若考虑更高阶振型参与的指标形式 $S_{1234}$ 和 $S_{12345}$ ,会因为更高阶振型的质量参与系数占比不高使该指标数值变化很小,这会一定程度上弱化高阶振型对结构的影响。但其依据质量参与系数来确定参与振型数量的方法取得了一定的效果,所以, $\bar{S}_{a\%}$ 也以平动方向的质量参与系数来确定振型的参与数量。

2) $S_a$ 考虑的结构前 $n$ 阶振型主要由经验公式所确定,该经验公式由弯曲-剪切耦合的二维连续化模型进行时程分析得到,并非三维的超高层模型。且用两个超高层模型进行验证,模型A的验证效果较好,模型B中该指标的效果不如PGV。综上所述,

该指标确定振型数量的经验公式存在局限性,因为该经验公式只与结构的第一自振周期有关。而即使是第一自振周期相近的超高层结构,高阶振型的参与程度也因受到诸多因素的影响而有较大差别。但该指标计算各自振周期对应谱加速度的几何平均值的计算方法相比于 $S_{12}$ 和 $S_{123}$ 能更有效地反映出结构高阶振型的参与。

在分析上述两种指标优点和不足的基础上,提出以平动方向前 $a\%$ 振型质量参与系数为依据,确定参与的自振周期数,并计算对应谱加速度的几何平均值。

## 2 地震动强度指标离散性分析方法

笔者研究的内容是使用不同地震动强度指标进行IDA调幅计算,将计算结果得到的数据进行离散性分析,此项研究主要涉及两个问题:一是如何将由PGA调幅计算得到的数据转化成为各项地震动指标调幅计算下得到的结果,二是采用何种方法来评定数据的离散性。

由于IDA计算需要大量的非线性时程分析,算例结构复杂,每次时程分析耗时较长,且考虑的地震动强度指标较多,但地震动强度指标都具有比例调整鲁棒性,可以将PGA进行调幅后计算得到的结果转化成等效于用其他指标调幅后计算所得到的结果,PGA调幅值与各地震动指标下相对应的调幅值的具体转换步骤如下:1)计算各条地震动作用下结构各个地震动指标的强度值;2)计算出各条地震动作用下其他地震动强度指标与PGA的比值 $\&$ ;3)由于各条地震动PGA的调幅值是按照50、100、200、300、400、600、800、1 000  $\text{cm/s}^2$ 进行,所以,将 $\&$ 与PGA对应的各个调幅值(50、100、200、300、400、600、800、1 000  $\text{cm/s}^2$ )相乘,最终得到该条地震动作用下PGA调幅值相对应的各个地震动指标的强度值。由上述内容可知,只要计算出每条地震动作用下各地震动指标与PGA的比值,将该比值与PGA相应调幅值相乘,就可以把PGA调幅后计算得到的响应结果相应地分配给其他地震动强度指标。

为了评定数据的离散型,采用分位数曲线法判断IDA计算数据的离散程度,然后再计算IDA计算数据对于地震动强度指标的条件对数标准差平均值来直观判断数据的离散程度。分位数曲线法假定每

条 IDA 曲线均服从对数正态分布,然后通过对数据百分位数的判定来衡量数据所在的相对位置。计算方法为计算不同 DM 值相对应的不同 IM 值的均值  $\mu_M$  和不同 IM 值的对数标准差  $\delta_M$ , 得到  $(DM, \mu_M)$ 、 $(DM, \mu_M \times \exp(+\delta_M))$ 、 $(DM, \mu_M \times \exp(-\delta_M))$  3 条曲线,分别为 50%、84%、16% 比例曲线,可知不同地震动强度指标的离散程度。为了更加直观地看出数据的离散程度,计算每个  $\theta_{\max}$  和  $V_{\max}$  的分位数曲线离散程度的误差

$$\Delta_{84\%DM} = \frac{IM_{84\%} - IM_{50\%}}{IM_{50\%}} \quad (5)$$

$$\Delta_{16\%DM} = \frac{IM_{16\%} - IM_{50\%}}{IM_{50\%}} \quad (6)$$

式中:  $\Delta_{84\%DM}$ 、 $\Delta_{16\%DM}$  分别为 84% 分位数曲线和 16% 分位数曲线相对于 50% 分位数曲线的误差;  $IM_{84\%}$ 、 $IM_{50\%}$ 、 $IM_{16\%}$  分别为每个 DM 值对应下 84%、50%、16% 分位数曲线上对应的 IM 值。计算出某地震动指标相对于  $\theta_{\max}$  和  $V_{\max}$  的分位数曲线离散程度误差后,取平均值即可得到离散程度平均误差。

同时也计算出每个地震动指标下 IM 对于 DM 的条件对数标准差,并计算出条件对数标准差的平均值,平均值越小代表离散程度越小,计算数据的有效性越好。

### 3 算例

#### 3.1 结构基本信息

深圳汇德大厦项目位于深圳北站附近,包含 2#、4# 裙房和 1#、3# 主楼。其中,1# 主楼结构高度为 248.75 m,地上总共 58 层,地下 3 层。项目所在地抗震设防烈度为 7 度,场地类别是 II 类,设计地震分组为第一组,场地特征周期是 0.35 s,设计基本地震加速度值为 0.10g。1# 主楼是钢框架-钢筋混凝土核心筒混合结构体系,在 12~16 层、24~28 层、35~39 层、46~50 层设置斜柱实现外框架相对于核心筒斜切角式的缩进,使建筑表现出旋转向上的效果。

汇德大厦 1# 主楼第一转换区以下的外框架平面尺寸为 45.1 m×45.1 m 的正方形,核心筒尺寸为 23.1 m×23.7 m 的矩形,外框架与核心筒的边界并不平行,通过 4 个转换区外框斜切角的转换后,外框平面尺寸变为 38.4 m×38.4 m,且外框架边与核心筒边平行,部分楼层结构平面布置如图 1 所示。核

心筒的厚度和平面布置变化较多,布置方式如图 2 所示,混凝土强度等级与厚度变化如表 1 所示。外框架采用钢管混凝土柱,主要钢材牌号为 Q345B,斜柱转换层附近的部分柱牌号采用了 Q390GJC。梁构件由于截面尺寸众多,不再列举。

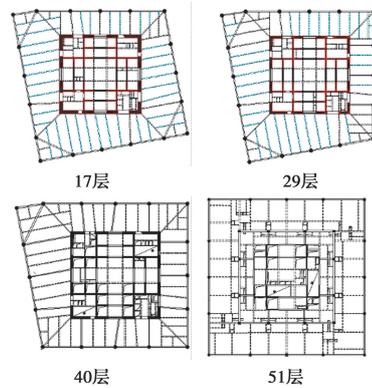


图 1 汇德大厦主楼部分楼层结构平面布置图

Fig. 1 Floor plan of the main building of Huidetower

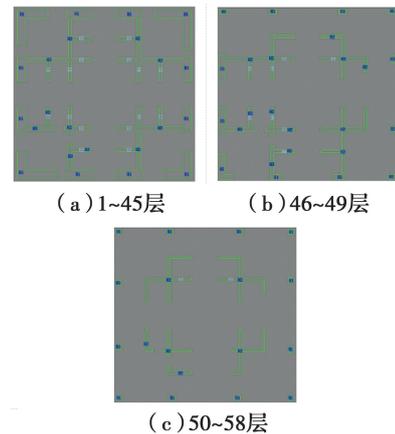


图 2 核心筒剪力墙布置图

Fig. 2 Core tube shear wall layout

表 1 核心筒混凝土强度等级与厚度变化

Table 1 Variation of core concrete strength grade and thickness

楼层	混凝土强度等级	墙厚/mm		
		$H_1$	$H_2$	$H_3$
1~2	C60	1 200	500	600
3~11	C60	1 100	500	600
12~23	C60	1 000	400	500
24~34	C60	800	400	500
35~45	C50	700	400	500
46~49	C50	700	400	500
50~58	C50	700	300	

#### 3.2 模型的建立

综合考虑软件的计算精度和效率,最终选择

PERFORM-3D 对结构进行增量动力分析。对于梁柱单元的模拟, PERFORM-3D 中可采用弦转角模型、塑性铰模型和塑性区模型来模拟梁柱单元。弦转角模型虽然计算简单,但由于其反弯点在跨中,所以只适用于对称的结构。塑性铰模型由弹性段和塑性铰组成,塑性铰集中于一点,无法模拟塑性区的长度,研究人员需对塑性铰的特点有较深入的了解。塑性区模型将构件分为弹性段和塑性段,可以模拟塑性区段的刚度退化,更加符合实际结构的破坏状态,PERFORM-3D 中使用纤维单元对塑性区段进行模拟,模型将混凝土梁划分为 10 条混凝土纤维和 2 条钢筋纤维;将钢梁划分为 12 条纤维,腹板 10 条纤维,两翼缘各 1 条纤维;钢管混凝土柱划分为 48 条纤维,混凝土划分为 36 条纤维,钢管划分为 12 条纤维,参考文献[15]的建议,取截面高度的 0.5 倍作为塑性区的长度。对于剪力墙,剪力墙的宏观模型为等代杆系模型和纤维截面模型,对于高层建筑这类具有大量剪力墙构件的结构,使用此类宏观模型可以兼顾计算精度与效率,剪力墙构件采用 shear wall 宏观单元模拟,沿截面高度把混凝土和钢筋各分配 8 条纤维,沿墙肢高度每层划分一个单元。钢材选取非屈曲型钢材的材料本构,骨架曲线拟采用三折线本构来模拟钢筋与钢材材料。混凝土可以分为非约束混凝土、箍筋约束混凝土和钢管混凝土。一般混凝土构件中非箍筋加密区部分的混凝土为非约束混凝土,本构关系按照《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)附录 C 中的混凝土本构关系确定;箍筋约束混凝土采用 Kent-Park 模型;由于目前没有非常权威的钢管混凝土本构关系,也采用 Kent-Park 模型来定义,相较于箍筋约束混凝土乘以 1.1 的强度提高系数。

为了保证 PERFORM-3D 软件建立结构弹塑性分析模型的准确性,根据项目的实际施工图,先使用 YJK 软件进行建模并施加相应的荷载,通过计算得到结构的配筋和模态,并根据施工图修改剪力墙等主要构件的配筋,为 PERFORM-3D 模型的建立与校核做好准备。算例中结构的 YJK 模型和 PERFORM-3D 模型如图 3 所示。

PERFORM-3D 模型与 YJK 模型的荷载信息、配筋信息、几何信息以及质量信息都应该相接近,PERFORM-3D 模型在墙单元中设置了内嵌梁来模拟连梁和墙的刚接状态,故需要将两个模型的模式

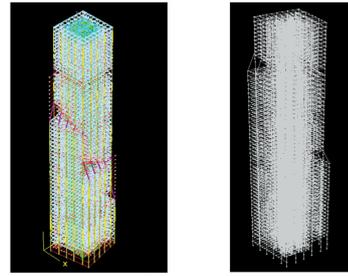


图3 算例结构模型

Fig. 3 structure model

结果进行对比来验证 PERFORM-3D 模型是否与 YJK 模型存在较大偏差。两种软件所建模型的前 3 阶周期对比结果见表 2,从表 2 可以看出,两个模型的自振周期十分接近,说明 PERFORM-3D 模型相比于 YJK 模型没有存在较大的偏差,此外,还对两个模型的能量误差以及多遇与罕遇地震作用下基底剪力进行校核,校核结果表明结构整体的各项信息在合理范围内,PERFORM-3D 模型具有较高的准确性,可以用于结构的增量动力分析。

表2 前3阶周期对比

Table 2 Comparison of first three period

周期	PERFORM-3D	YJK	误差/%
$T_1$	4.748	4.741	-0.15
$T_2$	4.576	4.563	-0.28
$T_3$	3.237	3.148	-2.75

### 3.3 地震波选择

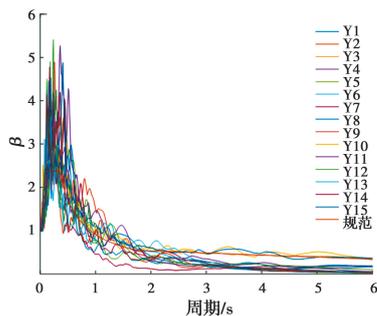
通过分析大量的强震观测记录,《抗规》规定设计地震动用弹性加速度反应谱表示,设计特征周期定义为“抗震设计用的地震影响系数曲线中,反映地震震级、震中距和场地类别等因素的下降段起始点对应的周期值”[16]。当选择多条地震波对结构进行抗震分析时,根据场地特征周期与地震动的特征周期接近这一原则进行选波,可以从平均意义上得到比较符合工程所在场地特性的地震波。

综合上述分析,所选地震波的特征周期应与场地特征周期相接近,同时,选择的地震波还要满足《高规》中有效时长的要求。为保证结构进行增量动力分析时的随机性,不选用来自不同测站但是同一次地震的记录。选取 12 条天然地震波并生成 3 条人工地震波进行结构的增量动力分析,所选地震波信息如表 3 所示,各条地震波与规范的归一化加速度反应谱,即地震动力系数曲线如图 4 所示。

表 3 结构增量动力分析地震波信息

Table 3 Structural incremental dynamic analysis of seismic wave information

序号	地震动名称	发震时间	测站名称与方向	PGA/(cm · s <sup>-2</sup> )	T <sub>g</sub> /s
Y1	IMPERIAL VALLEY-06 NO. 162	1979-10-15	CALEXICO FIRE STA, 315	201.95	0.36
Y2	BIG BEAR-01 NO. 910	1992-06-28	JOSHUA TREE - FIRE STATION, 360	63.56	0.40
Y3	人工波 1			35.00	0.35
Y4	CHICHI, TaiWan-04 NO. 2721	1999-09-20	CHY057, E	20.72	0.37
Y5	CHALFANT Valley-04 NO. 563	1986-07-31	BISHOP - LADWP SOUTH, 180	60.24	0.38
Y6	N. PALM SPRINGS NO. 532	1986-07-08	RANCHO CUCAMONGA, 090	18.95	0.37
Y7	NORTHRIDGE-01 NO. 942	1994-01-17	ALHAMBRA - FREMONT SCHOOL, 090	79.82	0.39
Y8	LOMA PRIETA NO. 745	1989-10-18	UPPER BUTTS RANCH, 220	98.36	0.40
Y9	COALINGA-01 NO. 353	1983-05-02	PARKFIELD - GOLD HILL 4W, 000	97.48	0.42
Y10	人工波 2			35.00	0.40
Y11	DUZCE TURKEY NO. 1618	1999-11-12	LAMONT STATION 531, E	117.79	0.41
Y12	THITGO40	1980-05-27	CASH BAUGH \$ RANCH, MAMMOTH LAKES	147.63	0.40
Y13	WHITTIER NARROWS-01 NO. 618	1987-10-01	FOUNTAIN VALLEY-EUCLID, 292	62.41	0.38
Y14	SAN FERNANDO NO. 56	1971-02-09	CARBON CANYON DAM, 130	69.53	0.37
Y15	人工波 3			35.00	0.40

图 4 地震波动力系数  $\beta$  曲线图Fig. 4  $\beta$  graph of the dynamic coefficient of seismic waves

### 3.4 增量动力分析

增量动力分析(IDA)方法首先应确定地震动的强度指标,不同的地震动强度指标进行 IDA 计算的结果具有不同的离散性。选定地震动强度指标后就要进行结构性能参数的选取,选取的参数有结构最大基底剪力、结构最大层间位移角。在确定地震动的强度指标和结构性能参数后,就应确定地震动的调幅方法。

目前,PGA 和  $S_a(T_1, \xi)$  是最常用的地震动强度指标,而  $S_a(T_1, \xi)$  对于长周期超高层结构并不适用。由于 PGA 概念简单,获取地震动时程记录后就可以直接获得,中国规范目前选定 PGA 作为地震动强度指标,先采用 PGA 进行调幅计算,然后再对常用的地震动强度指标和新提出的  $\bar{S}_{a\%}$  进行调幅计算,

$\bar{S}_{a\%}$  是结构前  $a\%$  振型质量参与系数的自振周期所对应谱加速度的几何平均值,其首先要计算各阶振型所对应的质量参与系数,从而得到  $\bar{S}_{a\%}$  所对应的振型,  $\bar{S}_{a\%}$  最终的计算结果如表 4 所示。对于 PGA 的调幅,由于中国《抗规》中 9 度烈度区罕遇地震加速度时程的最大值为  $620 \text{ cm/s}^2$ ,且有发生“特大地震”的可能,所以,IDA 分析中 PGA 上限值取  $1000 \text{ cm/s}^2$ ,为了保证结构获得较精确的计算结果并具有高效的计算效率,PGA 调幅按照 50、100、200、300、400、600、800、 $1000 \text{ cm/s}^2$  进行。PGA 在  $400 \text{ cm/s}^2$  之前,考虑到结构由弹性逐渐进入弹塑性阶段,构件的刚度和强度均有不同程度的退化,如果步长选取过长,会导致这一阶段计算结果的准确度不高,所以,这一阶段调幅步长选取相对较小。PGA 在  $400 \text{ cm/s}^2$  之后已属于罕遇地震,在结构设计基准期内发生的概率非常小,并且当发生这类大地震时,结构进入塑性的程度较高,每次弹塑性时程分析都需要大量的时间,综合考虑这两点因素,故适当增加了步长。对于其他地震动指标相对于 PGA 的调幅值,可按前述方法进行计算,在地震动 Y1 作用下,PGA 与各个地震动强度指标相对应的调幅值如表 5 所示。为使用分位数曲线法,保证每条地震动最终都能将  $\theta_{\max}$  计算至 0.01 以上,  $V_{\max}$  都能计算至  $100000 \text{ kN}$  以上。

表 4  $\bar{S}_a$ 地震动指标计算结果

Table 4 Calculated results of  $\bar{S}_a$

地震波编号	$\bar{S}_{70\%}$	$\bar{S}_{80\%}$	$\bar{S}_{90\%}$
Y1	48.1	82.0	145.8
Y2	10.1	19.1	42.6
Y3	17.6	19.7	30.8
Y4	6.7	10.1	17.7
Y5	6.1	10.5	30.9
Y6	2.4	5.0	9.3
Y7	10.6	19.8	47.7
Y8	20.1	28.7	57.4
Y9	19.7	32.8	52.3
Y10	19.2	22.9	34.7
Y11	35.3	57.9	117.7
Y12	46.7	70.5	120.9
Y13	11.5	20.3	36.9
Y14	7.4	9.6	22.2
Y15	15.4	19.7	32.0

表 5 地震动强度指标相对应的调幅值

Table 5 Amplitude modulation value corresponding to the ground motion intensity index

PGA	PGV	$S_a(T1)$	PSV	$S_{12}$
50.0	4.0	5.7	11.3	5.9
100.0	8.1	11.5	22.6	11.8
200.0	16.1	23.0	45.1	23.7
300.0	24.2	34.5	67.7	35.5
400.0	32.3	45.9	90.3	47.3
600.0	48.4	68.9	135.4	71.0

$S_{123}(S_{70\%})$	$S_{12345}(S_{80\%})$	$\bar{S}_3(\bar{S}_{70\%})$	$\bar{S}_{80\%}$	$\bar{S}_{90\%}$
7.3	9.4	11.9	20.3	36.1
14.6	18.8	23.8	40.6	72.2
29.2	37.5	47.6	81.2	144.4
43.8	56.3	71.4	121.8	216.5
58.4	75.0	95.2	162.4	288.7
87.6	112.6	142.9	243.6	433.1

注:各地震动指标相对于 PGA 的调幅值(PGV 单位为 cm/s,其余地震动指标均为  $cm/s^2$ )

在 PERFORM-3D 模型中,瑞利阻尼与模态阻尼是叠加的,结构的阻尼采用统一的模态阻尼加较小的瑞利阻尼来模拟,模态阻尼比统一取 0.04。每条地震动按规范建议采取双向输入,X 向和 Y 向的地震动峰值取为 1:0.85。

### 4 地震动强度指标离散性分析

主要研究结构 X 向的地震动响应,以下结构的响应(基底剪力、层间位移角)都是 X 方向。依据 IDA 计算结果,可以得到地震波在各地震动强度指标下的基底剪力和最大层间位移角的 IDA 曲线,限于篇幅,仅给出地震波在 PGA 下的基底剪力和最大层间位移角的 IDA 曲线,如图 5 和图 6 所示。根据 IDA 计算的结果和前述方法,可以得到各地震动强度指标对于  $\theta_{max}$  和  $V_{max}$  的分位数曲线,限于篇幅,只给出 PGA 和 PGV 对于  $\theta_{max}$  的分位数曲线,如图 7 和图 8 所示。基于  $\theta_{max}$  计算得到的分位数曲线离散程度平均误差如表 6 所示,基于  $V_{max}$  计算得到的分位数曲线离散程度平均误差如表 7 所示。计算各地震动强度指标相对于  $\theta_{max}$  和  $V_{max}$  的条件对数标准差平均值如表 8 所示。

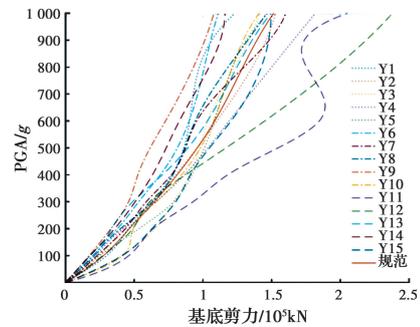


图 5 基底剪力 IDA 曲线  
Fig. 5 IDA curve of base shear

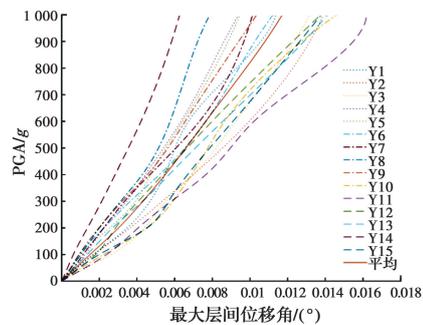


图 6 最大层间位移角 IDA 曲线  
Fig. 6 IDA curve of maximum interlayer displacement angle

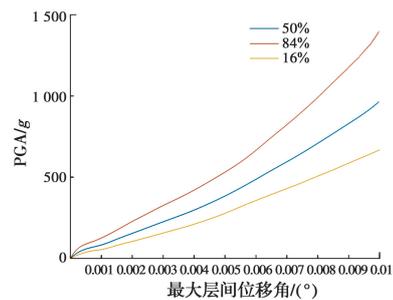


图 7 PGA 对于  $\theta_{max}$  的分位数曲线  
Fig. 7 Quantile curve of PGA for  $\theta_{max}$

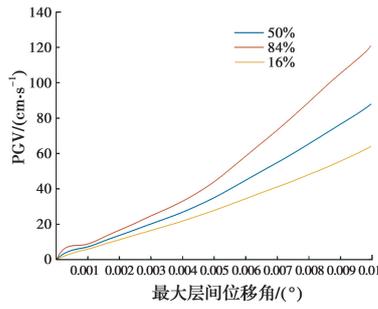


图 8 PGV 对于  $\theta_{max}$  的分位数曲线

Fig. 8 The quantile curve of PGV for  $\theta_{max}$

表 6 各地震动指标基于  $\theta_{max}$  的分位数曲线离散程度平均误差

Table 6 Seismic indicators based on the mean error of  $\theta_{max}$ s quantile curve dispersion degree

地震动强度指标	平均 $\Delta_{84\%}/\%$	平均 $\Delta_{16\%}/\%$
PGA	43.28	-30.06
PGV	31.02	-23.17
PSA	63.71	-38.86
PSV	52.61	-34.14
$S_a(T_1, 4\%)$	82.49	-44.90
$S_{12}$	84.81	-45.59
$S_{123}(S_{70\%})$	73.65	-42.10
$S_{12345}(S_{80\%})$	61.54	-37.77
$\bar{S}_3(\bar{S}_{70\%})$	53.20	-34.42
$\bar{S}_{80\%}$	36.33	-26.41
$\bar{S}_{90\%}$	24.83	-19.64

表 7 各地震动指标基于  $V_{max}$  的分位数曲线离散程度平均误差

Table 7 Seismic indicators based on the mean error of  $V_{max}$ s quantile curve dispersion degree

地震动强度指标	平均 $\Delta_{84\%}/\%$	平均 $\Delta_{16\%}/\%$
PGA	44.86	-29.65
PGV	40.91	-28.34
PSA	60.81	-36.66
PSV	55.32	-35.03
$S_a(T_1, 4\%)$	77.52	-43.23
$S_{12}$	79.72	-43.92
$S_{123}(S_{70\%})$	70.94	-41.03
$S_{12345}(S_{80\%})$	61.58	-37.60
$\bar{S}_3(\bar{S}_{70\%})$	56.77	-35.69
$\bar{S}_{80\%}$	47.69	-31.80
$\bar{S}_{90\%}$	31.18	-23.00

表 8 各地震动指标对于  $\theta_{max}$  和  $V_{max}$  的条件对数标准差平均值  
Table 8 Mean standard deviation of conditional logarithm of ground motion index for  $\theta_{max}$  and  $V_{max}$

地震动强度指标	$\theta_{max}$	$V_{max}$
PGA	0.359	0.360
PGV	0.267	0.337
PSA	0.492	0.465
PSV	0.420	0.435
$S_a(T_1, 4\%)$	0.602	0.568
$S_{12}$	0.615	0.582
$S_{123}(S_{70\%})$	0.550	0.530
$S_{12345}(S_{80\%})$	0.473	0.469
$\bar{S}_3(\bar{S}_{70\%})$	0.423	0.443
$\bar{S}_{80\%}$	0.306	0.386
$\bar{S}_{90\%}$	0.230	0.297

从表 6、表 7 和表 8 中可以得到以下结论：

1) 在最常用的 3 个地震动强度指标 PGA、PGV、 $S_a(T_1, 4\%)$  中, PGV 得到的分位数曲线离散程度最小, PGA 次之,  $S_a(T_1, 4\%)$  最大, 这也与众多学者认为  $S_a(T_1, \xi)$  只适用于第一振型反应为主导的低层、规则结构的结论保持一致。对于  $V_{max}$  这一结构性性能指标, PGV 基于  $V_{max}$  得到的分位数曲线离散程度相较于  $\theta_{max}$  有所增大, 与 PGA 接近。PSA 和 PSV 的概念虽然简单, 但离散程度大于 PGA 和 PGV, 实用价值不高。

2)  $S_{12}$ 、 $S_{123}$ 、 $S_{12345}$  得到的分位数曲线离散程度也较大, 相较于  $S_a(T_1, 4\%)$  未能取得良好的效果, 这是因为算例结构较复杂, 高阶振型的质量参与系数很小, 所以, 从一定程度上弱化了高阶振型对结构的影响。 $\bar{S}_3(\bar{S}_{70\%})$  得到的分位数曲线离散程度小于  $S_{123}(S_{70\%})$  和  $S_{12345}(S_{80\%})$  也验证了这一点。

3) 随着所考虑质量参与系数的百分比不断增加,  $\bar{S}_{a\%}$  离散程度也不断减小。 $\bar{S}_{90\%}$  得到的分位数曲线离散程度相比于  $\bar{S}_{80\%}$  要小, 这也说明, 若以  $\bar{S}_{90\%}$  作为地震动强度指标调幅进行 IDA 计算, 得到的  $\theta_{max}$  和  $V_{max}$  结果相对文中的其他地震动指标的有效性较好。

通过以上研究可以看出, 提出的  $\bar{S}_{a\%}$  在考虑结构 X 方向平动前 90% 振型质量参与系数的自振周期对应的谱加速度的几何平均值  $\bar{S}_{90\%}$  作为地震动强度

指标调幅进行 IDA 计算时,可以有效减少  $\theta_{\max}$  和  $V_{\max}$  数据的离散性,提高计算数据的有效性,从而适当减少时程分析的次数。低层和多层等较规则结构由于第一平动振型所占的质量参与系数较大,往往达到 70%~80%甚至更多,所以,  $S_a(T_1, \xi)$  等效于  $\bar{S}_{70\%}$  或  $\bar{S}_{80\%}$ , 从而具有优于 PGA 的有效性,但对于超高层结构则不适用。考虑高阶振型参与的幂函数乘积形式的地震动强度指标  $S_{12}$ 、 $S_{123}$  和  $S_{12345}$  的效果也不理想。PGV 提高数据有效性的效果仅次于  $\bar{S}_{90\%}$ , 其相比于 PGA 具有一定优势,也值得考虑使用。

## 5 结论

在适用于超高层建筑结构的地震动强度指标  $S_{123}$  和  $\bar{S}_a$  的基础上,提出考虑高阶振型影响并适用于超高层结构的地震动强度指标  $\bar{S}_{a\%}$ ; 根据某实际超高层建筑结构的 IDA 计算结果,使用分位数曲线法,并以分位数离散程度平均误差和条件对数标准差均值最小为依据,验证提出的地震动强度指标  $\bar{S}_{90\%}$  相对于其他地震动指标的有效性最好。得到的主要结论如下:

1) 对于最常用的几个地震动强度指标,PGV 得到的分位数曲线离散程度最小,PGA 次之,  $S_a(T_1, 4\%)$ 、PSA 和 PSV 的离散程度较大,不适用于高阶振型影响较大的复杂超高层结构。

2) 相比于现有的若干个常用的和适用于超高层结构的地震动强度指标,在已有研究的基础上提出的  $\bar{S}_{90\%}$  在用于超高层混合结构的增量动力分析时,能更有效减少  $\theta_{\max}$  和  $V_{\max}$  数据的离散性,从而提高计算数据的有效性。

## 参考文献:

[1] 刘恢先. 论地震力[J]. 土木工程学报, 1958, 5(2): 86-106.  
LIU H X. On seismic force [J]. Journal of Civil Engineering, 1958, 5(2): 86-106. (in Chinese)

[2] 杨迪雄, 龙海丰. 近断层地震动强度参数与双线性 SDOF 体系地震反应的回归分析[J]. 地震工程与工程振动, 2014, 34(3): 9-17.  
YANG D X, LONG H F. Regressive analysis of intensity parameters of near-fault ground motions and seismic responses of bilinear SDOF systems [J].

Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2014, 34(3): 9-17. (in Chinese)

- [3] BERTERO V V. Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments [J]. Structural Engineering and Structural Mechanics, 1977, 53(1): 29-79.
- [4] ASGARIAN B, JALAEFAR A. Incremental dynamic analysis of steel braced frames designed based on the first, second and third editions of the Iranian seismic code (standard no. 2800) [J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2011, 20(2): 190-207.
- [5] 周颖, 吕西林, 卜一. 增量动力分析法在高层混合结构性能评估中的应用[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2010, 38(2): 183-187, 193.  
ZHOU Y, LU X L, BU Y. Application of incremental dynamic analysis to seismic evaluation of hybrid structure [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2010, 38(2): 183-187, 193. (in Chinese)
- [6] 马千里, 叶列平, 陆新征, 等. 采用逐步增量弹塑性时程方法对 RC 框架结构推覆分析侧力模式的研究[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(2): 132-140.  
MA Q L, YE L P, LU X Z, et al. Study on lateral load patterns of pushover analysis using incremental dynamical analysis for RC frame structures [J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(2): 132-140. (in Chinese)
- [7] VAMVATSIKOS D. Seismic performance, capacity and reliability of structures as seen through incremental dynamic analysis [D]. Stanford: Stanford University, 2002.
- [8] GUAN M S, DU H B, CUI J, et al. Optimal ground motion intensity measure for long-period structures [J]. Measurement Science and Technology, 2015, 26(10): 105001.
- [9] 卢啸, 陆新征, 叶列平, 等. 适用于超高层建筑的改进地震动强度指标[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(2): 15-21.  
LU X, LU X Z, YE L P, et al. Development of an improved ground motion intensity measure for super high-rise buildings [J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(2): 15-21. (in Chinese)
- [10] 周颖, 苏宁粉, 吕西林. 高层建筑结构增量动力分析的地震动强度参数研究[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(2): 53-60.  
ZHOU Y, SU N F, LU X L. Study on intensity

- measure of incremental dynamic analysis for high-rise structures [J]. *Journal of Building Structures*, 2013, 34(2): 53-60. (in Chinese)
- [11] 侯喆辰. 高层住宅剪力墙结构的性能设计方法和地震易损性分析研究[D]. 广州: 华南理工大学, 2017.  
HOU Z C. Study on performance-based design and seismic fragility analysis of high-rise residential shear wall structure [D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2017. (in Chinese)
- [12] 郝永蕾. 基于 IDA 的高层钢-混凝土混合结构地震易损性分析[D]. 西安: 西安科技大学, 2018.  
HAO Y L. Seismic vulnerability analysis of SRC frame-RC core wall hybrid structure in high-rise buildings based on the IDA method [D]. Xi'an: Xi'an University of Science and Technology, 2018. (in Chinese)
- [13] 蒋欢军, 和留生, 吕西林, 等. 上海中心大厦抗震性能分析和振动台试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2011, 32(11): 55-63.  
JIANG H J, HE L S, LU X L, et al. Analysis of seismic performance and shaking table tests of the Shanghai Tower [J]. *Journal of Building Structures*, 2011, 32(11): 55-63. (in Chinese)
- [14] FAN H, LI Q S, TUAN A Y, et al. Seismic analysis of the world's tallest building [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2009, 65(5): 1206-1215.
- [15] CALVI G M, PRIESTLEY M J N, KOWALSKY M J. Displacement-based seismic design of structures[J]. *Earthquake Spectra*, 2007, 24(2): 1-24.
- [16] 陈鹏, 刘文锋, 付兴潘. 关于场地卓越周期和特征周期的若干讨论[J]. *青岛理工大学学报*, 2009, 30(6): 30-35.  
CHEN P, LIU W F, FU X P. Discussions on site predominant period and characteristic period [J]. *Journal of Qingdao Technological University*, 2009, 30(6): 30-35. (in Chinese)

(编辑 王秀玲)