

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2023.029



开放科学(资源服务)标识码 OSID:



# 预制装配式楼盖水平地震作用计算方法

姜凯旋<sup>1</sup>, 刘界鹏<sup>1</sup>, 李江<sup>1</sup>, 康少波<sup>1</sup>, 姜凯<sup>2</sup>

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆400045; 2. 中建四局华南建设有限公司, 广州510700)

**摘要:**针对预制装配式楼盖,按照合理的楼盖水平地震作用计算方法进行设计,可保证抗侧力主体结构破坏前楼盖保持水平传力的整体性。利用有限元软件(ETABS)对某5层框架结构模型进行中、大震弹塑性时程分析,并与底部剪力法、ASCE7-10推荐的经验放大法计算值进行对比,发现时程分析所得加速度值比后两种方法计算值偏大,说明用底部剪力法、经验放大法计算楼盖水平地震作用并进行连接设计存在安全隐患。基于ASCE7-16,考虑中美抗震区划及场地类别等差异,提出与中国抗震设计规范协调并考虑高阶振型影响的模态叠加法。针对不同地震烈度,利用提出的计算方法进行算例分析,计算结果表明:楼层加速度放大系数 $k$ 沿建筑高度分布趋势一致;楼盖中震下实际水平地震作用 $S_{Ehk中}$ 和大震下实际水平地震作用 $S_{Ehk大}$ 分别能满足 $\gamma_{Eh}S_{Ehk中} \leq R_d/\gamma_{RE}$ 和 $S_{Ehk大} \leq R_k$ ,即用所提方法计算楼盖水平地震作用并进行连接设计,楼盖可达到“中震弹性、大震不屈服”的性能目标。

**关键词:**预制装配式楼盖; 框架结构; 水平地震作用; 计算方法; 弹塑性时程分析

**中图分类号:** TU311.4 **文献标志码:** A **文章编号:** 2096-6717(2023)06-0083-12

## Analysis method for horizontal seismic action of precast concrete floors

JIANG Kaixuan<sup>1</sup>, LIU Jiepeng<sup>1</sup>, LI Jiang<sup>1</sup>, KANG Shaobo<sup>1</sup>, JIANG Kai<sup>2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China; 2. China Construction Fourth Division South China Construction Co., LTD, Guangzhou 510700, P. R. China)

**Abstract:** This paper proposes a reasonable method for calculating the horizontal seismic action of precast concrete floors. This method can be used to ensure the integrity of these kinds of floors to transfer the horizontal force caused by earthquakes. Firstly, a typical 5-story frame structure model is built for further analysis. The acceleration values obtained by the elastoplastic time-history analysis are larger than those calculated using the

**收稿日期:** 2022-11-10

**基金项目:** 国家重点研发计划(2022YFC3801800); 重庆市博士后留渝项目(2020LY05); 黑龙江科技项目: 省-院合作项目(YS20A14)

**作者简介:** 姜凯旋(1989-), 男, 博士生, 高级工程师, 主要从事建筑结构抗震、装配式建筑产业化、智能建造集成应用研究, E-mail: 842706222@qq.com。

李江(通信作者), 男, 博士, 副教授, E-mail: lijiangcqu@cqu.edu.cn。

**Received:** 2022-11-10

**Foundation items:** National Key Research and Development Program of China (No. 2022YFC3801800); Foundation for Research in Chongqing after Finishing Postdoctoral Research (No. 2020LY05); Science and Technology Plan of Heilongjiang Province-HITAD Cooperation Project (No. YS20A14)

**Author brief:** JIANG Kaixuan (1989-), PhD candidate, senior engineer, main research interests: earthquake engineering, prefabricated building industrialization, integrated application of intelligent construction, E-mail: 842706222@qq.com.

LI Jiang (corresponding author), PhD, associate professor, E-mail: lijiangcqu@cqu.edu.cn.

equivalent lateral force (ELF) method or empirical amplification (EA) method which was proposed by ASCE 7-10. Therefore, both the ELF and EA methods underestimate the horizontal acceleration (i.e., horizontal seismic action) of the floors, which would lead to unsafe design in engineering practice. Secondly, the modal superposition (MS) method is proposed, in which the key parameters specified by ASCE7-16 were employed and modified to coordinate with the requirements of the seismic design codes in China. The MS method is employed for calculating the accelerations of the 5-story model in different seismic intensity areas. Lastly, the analysis results were compared with those obtained from the elastoplastic time-history analysis, which indicates that the amplification coefficients of the floor acceleration ( $k$ ) have a similar distribution trend along with the building height. Moreover, the precast concrete floors designed using the MS method could meet the seismic performance objective “Keep elastic under moderate earthquake and unyielding under rare earthquake”.

**Keywords:** precast concrete floors; frame structure; horizontal seismic action; calculation method; elastoplastic time-history analysis

预制装配式楼盖通常由预制混凝土楼板与混凝土梁或钢梁组合而成,主要用于承受楼面竖向荷载和传递楼层水平作用。与现浇楼盖相比,预制装配式楼盖采用工业化生产,节约劳动力;现场人工湿作业少,施工进度快。20世纪50年代,为了快速推进战后重建,世界各国开始大力发展预制装配式楼盖。如何使各自分离的预制构件通过合理的连接形成整体,有效传递水平地震作用,成为预制装配式楼盖设计的关键<sup>[1-2]</sup>。

确保预制装配式楼盖水平传力整体性主要有两种技术路径:1)不作具体计算,直接采用强构造措施;2)专门计算楼盖水平地震作用(与抗侧力主体结构设计采用的水平地震作用不同),合理分配至各连接部位,并设计连接件,如图1所示。第1种技术路径的代表为中国,现行规范<sup>[3]</sup>对楼板地震作用计算未做专门规定,一般工程项目不对楼板进行抗震设计,直接设置50 mm或60 mm厚现浇叠合层。对于采用预制预应力空心板等自身具备较大承载能力、可单独承受竖向使用荷载的楼盖,这种做法并非最佳选择;现浇叠合层会增加结构自重,增大地震作用,增加整体造价。第2种技术路径的代表为美国,ASCE7-10<sup>[4]</sup>及以前版本规定了楼盖水平地震作用的计算方法(经验放大法),预制预应力混凝土协会(PCI)出版的 *PCI Manual for the Design of Hollow Core Slabs and Walls*<sup>[5]</sup>对整体设计过程作了详细介绍,此种做法的关键是合理计算预制装配式楼盖水平地震作用,避免楼盖连接在地震下提前失效,破坏楼盖整体性。

Rodriguez等<sup>[6]</sup>指出,美国加州北岭地震中出现许多预制装配式楼盖连接失效并引起抗侧力主体结构倒塌<sup>[7]</sup>的主要原因在于:用于预制装配式楼盖连接设计的水平地震作用计算不合理,楼盖连接实际承受的地震作用远大于设计值。据此,PCI联合

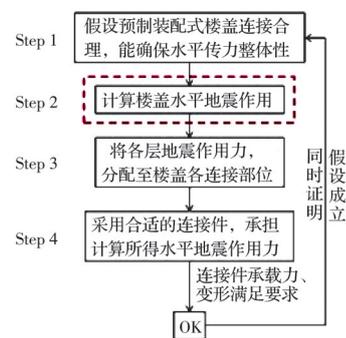


图1 预制装配式楼盖设计过程

Fig. 1 Design process of precast concrete floors

美国国家自然科学基金(NSF)发起一项名为“楼盖抗震设计方法(Diaphragm Seismic Design Methodology,简称DSDM)”的大型科研项目<sup>[8-10]</sup>。该项目由Fleischman主持,联合亚利桑那大学(UA)、加利福尼亚大学圣地亚哥分校(UCSD)及里海大学(LU)3所高校合作完成。里海大学(LU)主要负责不同连接件的力学性能试验以及采用这些连接件的板与板的连接性能试验<sup>[11-12]</sup>,亚利桑那大学(UA)主要负责利用里海大学(LU)试验得到的连接本构数据进行有限元分析<sup>[13-15]</sup>,加利福尼亚大学圣地亚哥分校(UCSD)负责进行振动台试验验证<sup>[16-17]</sup>。ASCE7-16<sup>[18]</sup>借鉴了该项目成果,提出了新的楼盖水平地震作用计算方法。

中国对预制装配式楼盖的研究主要集中在静力性能<sup>[19-21]</sup>、耐火性能<sup>[22-24]</sup>和连接抗震性能<sup>[25-27]</sup>等方面。对预制装配式楼盖抗震设计中最关键的水平地震作用计算的研究存在空白,而因中美两国抗震设计体系的差异,美国ASCE7-16<sup>[18]</sup>规定的新的楼盖水平地震作用计算方法无法直接在中国应用。

为解决以上问题,基于ASCE7-16<sup>[18]</sup>,结合中美抗震区划及场地类别等差异,提出与中国抗震设计规范协调的、考虑高阶振型影响的模态叠加法,并

将该方法计算结果与弹塑性时程分析结果进行对比,验证计算方法的合理性和可靠性。

### 1 底部剪力法、经验放大法与弹塑性时程分析法比较分析

楼盖水平地震作用计算的关键是确定楼盖水平地震加速度系数  $\alpha_i$ ,如式(1)所示。

$$F_{Eki} = \alpha_i G_i \quad (1)$$

式中: $F_{Eki}$ 为*i*层楼盖水平地震作用标准值; $\alpha_i$ 为*i*层楼盖水平地震加速度系数; $G_i$ 为*i*层楼盖重力荷载代表值。

楼盖水平地震加速度系数  $\alpha_i$ 的计算方法一般有底部剪力法(对应加速度系数为  $\alpha_{i1}$ )、ASCE7-10<sup>[4]</sup>推荐的经验放大法(对应加速度系数为  $\alpha_{i2}$ )及弹塑性时程分析法(对应加速度系数为  $\alpha_{i3}$ )。

#### 1.1 底部剪力法

中美两国底部剪力法计算原理相同,但具体表达形式有所差别。为方便比较,采用中国现行抗震设计规范<sup>[3]</sup>规定的底部剪力法(图2),按式(2)、式(3)计算,得到的楼盖水平地震作用计算值与抗侧力主体结构设计所用水平地震作用一致。

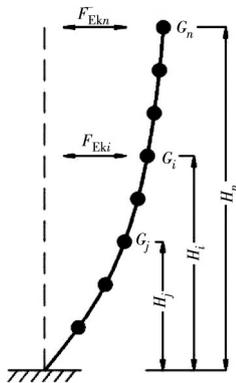


图2 结构水平地震作用计算简图

Fig. 2 Schematic of horizontal seismic action

非顶层楼盖水平地震加速度系数为

$$\alpha_{i1} = 0.85\alpha_I \frac{\sum_{j=1}^n G_j}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} H_i (1 - \delta_n) \quad (2)$$

顶层楼盖水平地震加速度系数为

$$\alpha_{n1} = 0.85\alpha_I \left[ \frac{\sum_{j=1}^n G_j}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} H_n (1 - \delta_n) + \frac{\sum_{j=1}^n G_j}{G_n} \delta_n \right] \quad (3)$$

式中: $\alpha_I$ 为对应于结构第 I 振型的水平地震影响系数; $H_i$ 、 $H_j$ 分别为*i*层和*j*层楼盖计算高度; $G_i$ 、 $G_j$ 分别

为*i*层和*j*层楼盖重力荷载代表值; $\delta_n$ 为顶层楼盖附加地震作用系数。

#### 1.2 经验放大法

ASCE7-10<sup>[4]</sup>及以前版本根据“抗侧力主体结构超强,楼盖实际所受水平地震作用大于底部剪力法设计值”的经验,对底部剪力法非顶层楼盖水平地震作用加速度系数计算式(2)进行改写,得到经验放大公式,见式(4)。

$$\alpha_{i2} = \frac{\sum_{j=i}^n \alpha_{j1} G_j}{\sum_{j=i}^n G_j} \quad (4)$$

式中: $\alpha_{i2}$ 为按经验放大法计算的*i*层(非顶层)楼盖水平地震加速度系数; $\alpha_{j1}$ 为按底部剪力法计算的*j*层(非顶层)楼盖水平地震加速度系数。

顶层楼盖水平地震加速度系数  $\alpha_{n2}$ 仍按式(3)计算。

#### 1.3 弹塑性时程分析法

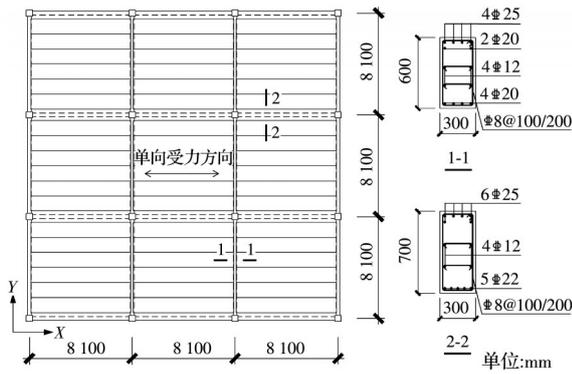
首先假设预制装配式楼盖能保持水平传力整体性,对抗侧力主体结构进行小震弹性分析;然后对设计完成的抗侧力主体结构进行中震或大震弹塑性时程分析,得到不同楼层处楼盖水平地震作用加速度,将其除以重力加速度  $g$  即得到楼盖水平地震加速度系数  $\alpha_{i3}$ 。

#### 1.4 3种计算方法比较

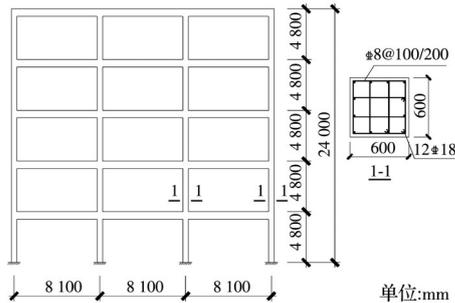
弹塑性时程分析能合理反映抗侧力主体结构进入弹塑性状态后楼盖实际受到的水平地震作用<sup>[28]</sup>,但其计算成本高,不适合应用推广。用此法验证按底部剪力法和经验放大法进行楼盖水平地震作用抗震设计是否合理和安全。

以办公楼为例,首先,按《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)<sup>[3]</sup>(以下简称《抗规》)对抗侧力主体结构进行小震弹性设计。办公楼采用钢筋混凝土框架结构,抗震设防烈度为8度(0.20g),抗震设防类别丙类(抗侧力主体结构“小震不坏、中震可修、大震不倒”),第一组,特征周期值  $T_g=0.35$  s,阻尼比  $\zeta=0.05$ ,II类场地,其平、立面布置如图3所示,X向与Y向均为3跨,每跨跨度为8.1 m,共5层,每层高度4.8 m,总高24 m。小震设计得到结构截面尺寸如下:柱子600 mm×600 mm,X向主梁300 mm×600 mm,Y向主梁300 mm×700 mm,结构自振周期1.36 s。

然后,采用有限元软件(ETABS)对该结构进行中、大震弹塑性时程分析(因研究楼盖水平地震作用大小,仅涉及图1前两步,假设预制楼盖连接合理,形成整体,故有限元分析时,楼板可采用整块弹



(a) 平面布置图



(b) 立面布置图

图 3 算例平立面布置图

Fig. 3 Plan and elevation layout

性板分析),每个计算模型选择7条加速度时程曲线(采用双频段选波法<sup>[29]</sup>,并满足《抗规》<sup>[3]</sup>相关要求),计算结果取7条时程曲线分析结果的平均值。分析采用中、大震峰值地面加速度(PGA)值分别为0.20g和0.40g。

最后,将分析得到的楼盖实际所受水平地震加速度与按底部剪力法和经验放大法计算得到的楼盖设计所用水平地震加速度进行比较(图4)。结果表明:

1)用经验放大法得到的楼盖水平地震加速度比底部剪力法得到的大。

2)底部剪力法和经验放大法计算得到楼盖水平地震加速度沿高度分布趋势与弹塑性时程分析结果不吻合,甚至出现相反趋势,楼层越低,与弹塑性时程分析结果差值越大,存在安全隐患。

3)不论用底部剪力法还是经验放大法,按小震设计得到的楼盖水平地震加速度均远小于中震或大震下弹塑性时程分析得到的楼盖水平地震加速度,说明用底部剪力法或经验放大法进行小震设计的预制装配式楼盖,在经历中震或大震时,均可能提前破坏,丧失整体性,存在很大的安全隐患。

4)用底部剪力法或经验放大法,按中震设计得到的楼盖水平地震加速度在上部楼层均超过中震下弹塑性时程分析得到的楼盖水平地震加速度,采用经验放大法时,按中震设计得到的楼盖水平地震

加速度在上部楼层甚至可以超过大震下弹塑性时程分析得到的楼盖水平地震加速度;但不论用底部剪力法还是经验放大法,按中震设计得到的楼盖水平地震加速度在下部楼层均远小于大震下弹塑性时程分析得到的楼盖水平地震加速度;说明用底部剪力法或经验放大法进行中震设计的预制装配式楼盖,在经历大震时,下部楼层均可能提前破坏,丧失整体性,存在很大的安全隐患。

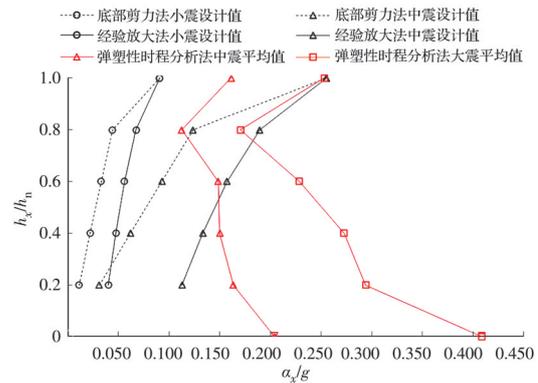


图 4 楼盖水平地震加速度比较

Fig. 4 Comparison of horizontal seismic accelerations of floor

产生以上现象的原因如图5所示。在结构地震反应过程中,由于抗侧力主体结构设计超强(富余的截面尺寸和配筋、抗震等级加强、荷载效应组合等)、材料超强(材料设计强度与实际强度的差异)及结构体系超强(结构形式、结构超静定次数等)等原因,抗侧力主体结构的实际抗震能力通常大于其设计抗震能力,存在“超强”现象<sup>[30]</sup>;楼盖实际承受的水平地震作用与抗侧力主体结构相等,均大于理论计算值。底部剪力法与经验放大法均无法合理反映中、大震下楼盖实际承受的水平地震作用。

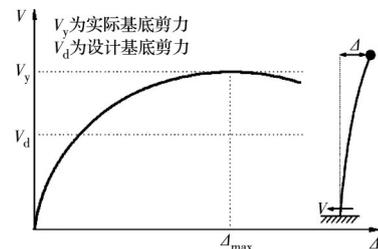


图 5 抗侧力主体结构超强

Fig. 5 Overstrength of lateral force resisting system

## 2 考虑高阶振型影响的模态叠加法

Rodriguez 等<sup>[6,31]</sup>认为,考虑高阶振型影响可使楼盖水平地震加速度理论计算值更接近实际情况。

### 2.1 水平地震加速度系数分布规则

通过对 Panagiotou 等<sup>[32]</sup>、Chen 等<sup>[33]</sup>、Choi 等<sup>[34]</sup>的

振动台数据进行分析,ASCE7-16<sup>[18]</sup>提出,随着楼层高度的增加,高阶振型对楼盖水平地震加速度的影响越大,并在 80% 楼层高度处出现突变(图 6)。

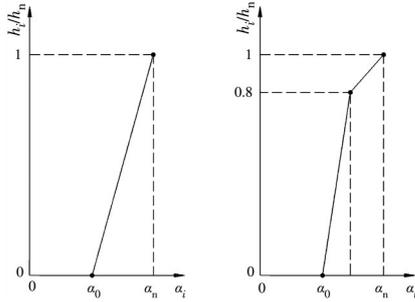


图 6 水平地震加速度系数

Fig. 6 Horizontal seismic acceleration coefficient

当层数  $N \leq 2$  时,应按式(5)确定。

$$\alpha_i = (\alpha_n - \alpha_0)h_i/h_n + \alpha_0 \quad (5)$$

当层数  $N \geq 3$  时,应按式(6)~式(7)确定。

1)  $h_i/h_n \leq 0.8$ ,

$$\alpha_i = 1.25(\alpha_{0.8} - \alpha_0)h_i/h_n + \alpha_0 \quad (6)$$

2)  $h_i/h_n > 0.8$ ,

$$\alpha_i = (5h_i/h_n - 4)(\alpha_n - \alpha_{0.8}) + \alpha_{0.8} \quad (7)$$

式中:  $\alpha_0$  为结构底部水平地震加速度系数;  $\alpha_{0.8}$  为  $0.8h_n$  处水平地震加速度系数;  $\alpha_n$  为  $h_n$  处(顶层)水平地震加速度系数;  $h_i$  为  $i$  层高度,  $h_n$  为屋顶高度。

## 2.2 顶层水平地震加速度系数 $\alpha_n$ 取值

### 2.2.1 理论公式推导

Rodriguez 等<sup>[6,31]</sup>将常用来计算预制装配式楼盖水平地震作用的经验放大法和考虑高阶振型影响的振型分解反应谱法(采用 SRSS 法组合)进行比较发现,后者计算值大于前者且楼盖水平地震加速度沿高度分布趋势接近实际情况,但仍低估了预制装配式楼盖实际受到的水平地震作用。分析认为:考虑高阶振型影响可使理论计算结果更接近实际情况;采用 SRSS 法组合时,振型分解反应谱法高阶振型也考虑了地震力降低系数  $R$ , 导致低估了预制装配式楼盖实际受到的水平地震作用。Rodriguez 等<sup>[6,31]</sup>建议,采用理论计算方法预估楼盖水平地震作用时,考虑高阶振型影响,并采用 SRSS 法进行组合,但仅第 I 振型考虑地震力降低系数  $R$  的影响,高阶振型不考虑,顶层楼盖水平地震加速度系数按式(8)计算,且不应小于  $\alpha_{0.8}$ 。

$$\alpha_n = \sqrt{\left[ \gamma_1 \chi_{1n} \frac{S_a(T_1, \zeta_1)}{Rg} \right]^2 + \sum_{i=2}^r \left[ \gamma_i \chi_{in} \frac{S_a(T_i, \zeta_i)}{g} \right]^2} \quad (8)$$

式中:  $\gamma_1$  为第 I 振型参与系数;  $\gamma_i$  为第  $i$  振型参与系数;  $\chi_{1n}$  为第 I 振型顶层水平相对位移;  $\chi_{in}$  为第  $i$  振型

顶层水平相对位移;  $S_a(T_1, \zeta_1)$  为第 I 振型反应谱加速度;  $S_a(T_i, \zeta_i)$  为第  $i$  振型反应谱加速度;  $R$  为地震力降低系数;  $g$  为重力加速度;  $T_i, \zeta_i$  分别为第  $i$  振型周期及阻尼比。

为便于手算,ASCE7-16<sup>[18]</sup>建议对式(8)中高阶振型项进一步简化,如式(9)所示。

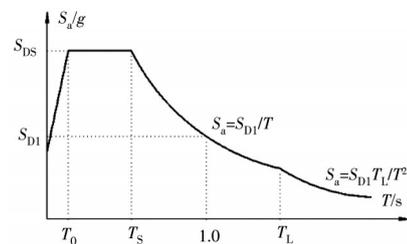
$$\alpha_n = \sqrt{\left[ \gamma_1 \chi_{1n} \frac{S_a(T_1, \zeta_1)}{Rg} \right]^2 + (\Gamma_{m2} C_{s2})^2} \quad (9)$$

式中:  $\Gamma_{m2}$  为高阶振型贡献系数;  $C_{s2}$  为高阶振型地震反应系数。

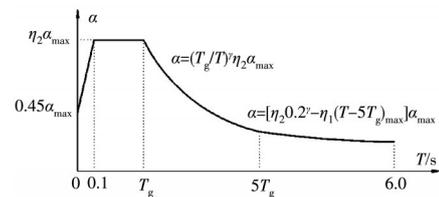
ASCE7-16<sup>[18]</sup>采用设计反应谱加速度曲线(图 7(a))进行水平地震作用计算。该曲线按“设计基准地震”(取为“最大考虑地震”的 2/3)绘制,图中  $S_a$  为“设计基准地震”反应谱加速度值,通过除以地震力降低系数  $R$ , 实现弹性设计。

《抗规》<sup>[3]</sup>采用地震影响系数曲线(图 7(b))进行水平地震作用计算。该曲线在小震、中震、大震 3 种情况下均适用。图中  $\alpha_{max}$  为地震影响系数最大值,通过取用小震下地震影响系数最大值  $\alpha_{max}$  计算不同周期下地震影响系数  $\alpha_{1,小}$ , 实现弹性设计。

据此,式(9)中  $S_a(T_1, \zeta_1)/Rg$  与小震下第 I 振型地震影响系数  $\alpha_{1,小}$  相对应。



(a) ASCE7-16 设计反应谱加速度曲线



(b) 《抗规》地震影响系数曲线

图 7 中美地震反应谱曲线

Fig. 7 Earthquake response spectrum in China and USA

地震力降低系数  $R$  是个复合系数,综合考虑了结构延性系数( $R_\mu$ )和结构超强系数( $\Omega_0$ )的影响<sup>[30]</sup>,即  $R = \Omega_0 R_\mu$ 。为充分考虑结构超强对楼盖水平地震作用放大的影响,ASCE7-16<sup>[18]</sup>建议在第 I 振型中不使用结构超强系数( $\Omega_0$ )进行反应谱加速度折减,式(9)可改写为式(10)。

$$\alpha_n = \sqrt{\left[ \gamma_1 \chi_{1n} \frac{S_a(T_1, \zeta_1)}{R_{\mu} g} \right]^2 + (\Gamma_{m2} C_{s2})^2} \quad (10)$$

$S_a(T_1, \zeta_1)/R_{\mu} g$  是  $S_a(T_1, \zeta_1)/R_g$  的  $\Omega_0$  倍, 在 ASCE7-16<sup>[18]</sup>中, 结构超强系数( $\Omega_0$ )一般在 2.5~3.0 之间, 而《抗规》<sup>[3]</sup>中震地震影响系数和小震地震影响系数的比值一般在 2.8~3.0 之间, 两者接近, 故可用中震下第 I 振型地震影响系数  $\alpha_1$  代替  $S_a(T_1, \zeta_1)/R_{\mu} g$ , 并用第 I 振型贡献系数  $\Gamma_{m1}$  代替  $\gamma_1 \chi_{1n}$ , 式(10)可改写为式(11)。

$$\alpha_n = \sqrt{(\Gamma_{m1} \alpha_1)^2 + (\Gamma_{m2} C_{s2})^2} \quad (11)$$

2.2.2 关键参数转化

根据 ASCE7-16<sup>[18]</sup>规定, 第 I 振型贡献系数  $\Gamma_{m1}$  取为  $1+0.5z_s(1-1/N)$ , 高阶振型贡献系数  $\Gamma_{m2}$  取为  $0.9z_s(1-1/N)^2$ , 其中  $N$  为层数,  $z_s$  为振型贡献调整系数。  $z_s$  与抗侧力主体结构体系类型有关, 表 1 给出了中美结构体系大致对应关系, 及相应的  $z_s$  值。

表 1 振型贡献调整系数  $z_s$

Table 1 Model contribution coefficient modifier  $z_s$

美国结构体系	中国结构体系	$z_s$
抗弯框架	框架	0.70
特殊抗弯框架或中等抗弯框架承担至少 25% 规定地震力的双重抗侧体系	框架剪力墙	0.85
其他抗侧体系	其他	1.00

根据 ASCE7-16<sup>[18]</sup>规定, 高阶振型地震反应系数  $C_{s2}$  与设计反应谱加速度短周期参数  $S_{DS}$ 、1 s 周期参数  $S_{D1}$ 、重要性系数  $I_e$  及层数  $N$  有关, 取式(12)~式(15)的较小值。

$$C_{s2} = (0.15N + 0.25) I_e S_{DS} \quad (12)$$

$$C_{s2} = I_e S_{DS} \quad (13)$$

当  $N \geq 2$  时,

$$C_{s2} = \frac{I_e S_{D1}}{0.03(N-1)} \quad (14)$$

当  $N=1$  时,

$$C_{s2} = 0 \quad (15)$$

ASCE7-16<sup>[18]</sup>中重要性系数  $I_e$  与建筑风险等级有关, 而建筑风险等级与中国抗震设防类别类似, 故重要性系数与抗震设防类别的关系如表 2 所示。

表 2 重要性系数  $I_e$

Table 2 Importance factor  $I_e$

美国建筑风险等级	中国抗震设防类别	重要性系数 $I_e$
I 类	丁类	1.00
II 类	丙类	1.00
III 类	乙类	1.25
IV 类	甲类	1.50

对比中美地震反应谱曲线(图 7)可知, 设计反应谱加速度短周期参数  $S_{DS}$ 、1 s 周期参数  $S_{D1}$  均与中国规范中水平地震影响系数最大值  $\alpha_{max}$  有对应关系。根据 ASCE7-16<sup>[18]</sup>,  $S_{DS}$  及  $S_{D1}$  可由式(16)~式(19)求出。

$$S_{DS} = 2S_{MS}/3 \quad (16)$$

$$S_{D1} = 2S_{M1}/3 \quad (17)$$

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (18)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (19)$$

式中:  $S_s$  为未考虑场地影响、直接由地震区划图得到的最大考虑地震反应谱加速度短周期参数;  $S_1$  为未考虑场地影响、直接由地震区划图得到的最大考虑地震反应谱加速度 1 s 周期参数;  $S_{MS}$  为考虑场地影响的最大考虑地震反应谱加速度短周期参数;  $S_{M1}$  为考虑场地影响的最大考虑地震反应谱加速度 1 s 周期参数;  $F_a$  为短周期场地系数;  $F_v$  为长周期场地系数。

杨卓兴<sup>[35]</sup>通过 E. V. Leyendecker 等开发的地面运动数据库软件, 获得美国西海岸 50 a 超越概率 10% 的地面运动峰值加速度(PGA), 通过调整经纬度使所求场地坐标的地面运动峰值加速度(PGA)与中国抗震设防烈度区相对应, 如表 3 所示。

表 3 对应中国设防地震的美国场地坐标及最大考虑地震动参数

Table 3 The US site coordinates and the maximum considered ground motion parameters corresponding to seismic fortification intensity in China

中国设防烈度	对应的美国场地单元参数				
	纬度	经度	$S_s/g$	$S_1/g$	50 a 超越概率 10%PGA/g
9度 0.4g	34.50	-120	1.760	0.680	0.40
8度 0.3g	47.10	-123	1.170	0.460	0.30
8度 0.2g	46.40	-123	0.900	0.370	0.21
7度 0.15g	43.96	-110	0.726	0.228	0.15
7度 0.1g	43.00	-110	0.475	0.154	0.10
6度 0.05g	35.05	-80	0.350	0.114	0.05

表 3 给出了中美地震动参数大致对应关系,从表 3 可以看出,  $S_s$  可近似取中国设防烈度分区加速度分档值的 5 倍,  $S_1$  可近似取中国设防烈度分区加速度分档值的 2 倍,即如表 4 所示。

表 4 与中国设防地震对应的美国最大考虑地震动参数近似值

**Table 4 Approximate value of the maximum considered ground motion parameters corresponding to seismic fortification intensity in China**

中国		美国	
设防烈度	加速度分档值/g	$S_s/g$	$S_1/g$
9度 0.4g	0.40	2.00	0.8
8度 0.3g	0.30	1.50	0.6
8度 0.2g	0.20	1.00	0.4
7度 0.15g	0.15	0.75	0.3
7度 0.1g	0.10	0.50	0.2
6度 0.05g	0.05	0.25	0.1

引入系数  $\beta_1$  和  $\beta_2$ , 令  $S_{DS} = \beta_1 \alpha_{max}$ ,  $S_{D1} = \beta_2 \alpha_{max}$ , 则  $\beta_1 = 2F_a S_s / (3\alpha_{max})$ ,  $\beta_2 = 2F_v S_1 / (3\alpha_{max})$ 。  $\alpha_{max}$  取《抗规》设防烈度水平地震影响系数最大值,其他参数按 ASCE7-16 取值,  $\beta_1$  与  $\beta_2$  计算值如表 5 和表 6 所示。

李剑<sup>[36]</sup>将场地土的剪切波速作为统一指标,对中美规范的场地类别关系进行梳理,得到表 7 所示对应关系。

综合表 5~表 7,对  $\beta_1$  和  $\beta_2$  进行归纳合并,得到表 8 和表 9 所示系数  $\beta_1$  和  $\beta_2$ 。

综上,式(12)~式(15)可改写为式(20)~式(23),高阶振型地震反应系数  $C_{s2}$  取式(20)~式(23)的较小值。

$$C_{s2} = (0.15N + 0.25) I_e \beta_1 \alpha_{max} \quad (20)$$

$$C_{s2} = I_e \beta_1 \alpha_{max} \quad (21)$$

当  $N \geq 2$  时

$$C_{s2} = \frac{I_e \beta_2 \alpha_{max}}{0.03(N - 1)} \quad (22)$$

当  $N = 1$  时

$$C_{s2} = 0 \quad (23)$$

式中:  $\alpha_{max}$  为《抗规》<sup>[3]</sup> 设防烈度水平地震影响系数最大值;重要性系数  $I_e$  按表 2 取值;系数  $\beta_1$  和系数  $\beta_2$  分别按表 8 和表 9 取值。

**2.3 底部及 0.8 $h_n$  处水平地震加速度系数  $\alpha_0$  和  $\alpha_{0.8}$  取值**

根据 ASCE7-16<sup>[18]</sup> 规定,结构底部水平地震加速度系数  $\alpha_0$  取设计反应谱对应的地面峰值加速度,即  $0.4I_e S_{DS}$ ,根据设计反应谱加速度短周期参数  $S_{DS}$  与设防烈度水平地震影响系数最大值  $\alpha_{max}$  的对应关系,  $\alpha_0$  可按式(24)计算。

$$\alpha_0 = 0.4I_e \beta_1 \alpha_{max} \quad (24)$$

从振动台试验数据及弹塑性时程分析<sup>[18]</sup> 发现,按小震弹性设计的抗侧力主体结构,在中震或大震下会进入屈服,随着高度升高(0.8 $h_n$  以下),楼盖水平地震加速度会出现小于地面峰值加速度的趋势;同时,考虑到随着高度升高,楼盖水平地震加速度

表 5 系数  $\beta_1$  计算值

Table 5 Calculated value of coefficient  $\beta_1$

$S_s/g$	A类场地			B类场地			C类场地			D类场地			E类场地		
	$F_a$	$S_{DS}/g$	$\beta_1$												
0.25	0.8	0.13	1.11	0.9	0.15	1.25	1.3	0.22	1.81	1.6	0.27	2.22	2.4	0.40	3.33
0.50	0.8	0.27	1.16	0.9	0.30	1.30	1.3	0.43	1.88	1.4	0.47	2.03	1.7	0.57	2.46
0.75	0.8	0.40	1.18	0.9	0.45	1.32	1.2	0.60	1.76	1.2	0.60	1.76	1.3	0.65	1.91
1.00	0.8	0.53	1.19	0.9	0.60	1.33	1.2	0.80	1.78	1.1	0.73	1.63	1.2	0.80	1.78
1.50	0.8	0.80	1.18	0.9	0.90	1.32	1.2	1.20	1.76	1.0	1.00	1.47	1.2	1.20	1.76
2.00	0.8	1.07	1.19	0.9	1.20	1.33	1.2	1.60	1.78	1.0	1.33	1.48	1.2	1.60	1.78

表 6 系数  $\beta_2$  计算值

Table 6 Calculated value of coefficient  $\beta_2$

$S_1/g$	A类场地			B类场地			C类场地			D类场地			E类场地		
	$F_v$	$S_{D1}/g$	$\beta_2$	$F_v$	$S_{D1}/g$	$\beta_2$									
0.1	0.8	0.05	0.44	0.8	0.05	0.44	1.5	0.10	0.83	2.4	0.16	1.33	4.2	0.28	2.33
0.2	0.8	0.11	0.46	0.8	0.11	0.46	1.5	0.20	0.87	2.2	0.29	1.28	3.2 <sup>①</sup>	0.43	1.86
0.3	0.8	0.16	0.47	0.8	0.16	0.47	1.5	0.30	0.88	2.0	0.40	1.18	2.8 <sup>①</sup>	0.56	1.65
0.4	0.8	0.21	0.47	0.8	0.21	0.47	1.5	0.40	0.89	1.9	0.51	1.13	2.4 <sup>①</sup>	0.64	1.42
0.6	0.8	0.32	0.47	0.8	0.32	0.47	1.5	0.60	0.88	1.8	0.72	1.06	2.4 <sup>①</sup>	0.96	1.41
0.8	0.8	0.43	0.47	0.8	0.43	0.47	1.4	0.75	0.83	1.7	0.91	1.01	2.4 <sup>①</sup>	1.28	1.42

注:①ASCE7-16中没有确切数值,仍采用 ASCE7-10。

表7 中美标准场地分类对应关系

Table 7 Corresponding relationship of site classification between GB 50011 and ASCE 7

GB 50011	ASCE 7
I类	A、B、C类
II类	C、D类
III类	D类
IV类	E类

表8 系数 $\beta_1$ 归纳值Table 8 Generalized value of coefficient  $\beta_1$ 

场地类别	6度 (0.05g)	7度 (0.10g)	7度 (0.15g)	8度 (0.20g)	8度 (0.30g)	9度 (0.40g)
I类	2.0	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0
II类	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0
III类	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0
IV类	3.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0

表9 系数 $\beta_2$ 归纳值Table 9 Generalized value of coefficient  $\beta_2$ 

场地类别	6度 (0.05g)	7度 (0.10g)	7度 (0.15g)	8度 (0.20g)	8度 (0.30g)	9度 (0.40g)
I类	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
II类	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
III类	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
IV类	2.5	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5

受第I振型影响减弱,故建议 $\alpha_{0.8}$ 取式(25)和式(26)的较大值。

$$\alpha_{0.8} = 0.8\alpha_0 \quad (25)$$

$$\alpha_{0.8} = 0.9\Gamma_{m1}\alpha_1 \quad (26)$$

式中: $\alpha_1$ 同式(11),为中震下第I振型地震影响系数。

### 3 算例分析

地震过程中,楼盖始终在传递和分配水平力,协调竖向抗侧力构件的变形,楼盖连接的抗震性能目标应该高于抗侧力主体结构,保证其屈服或破坏迟于抗侧力主体结构<sup>[37]</sup>。建议水平地震作用下预制装配式楼盖连接设计应达到“中震弹性、大震不屈服”的性能目标。

#### 3.1 算例概况

以图3所示办公楼为例,分别按中国抗震设防烈度6度(0.05g)、7度(0.10g)、7度(0.15g)、8度(0.20g)、8度(0.30g)及9度(0.40g)对结构进行小震弹性设计,得到不同烈度下结构截面尺寸及自振周期分别如表10和表11所示。采用有限元软件

(ETABS)对不同烈度模型进行中、大震弹塑性时程分析(因仅研究水平地震作用大小,故楼板仍采用整块弹性板分析),每个计算模型选择7条加速度时程曲线(采用双频段选波法<sup>[29]</sup>,并满足《抗规》<sup>[3]</sup>相关要求)。分析时,6度~9度中震采用的峰值地面加速度(PGA)值分别为0.05g、0.10g、0.15g、0.20g、0.30g和0.40g;6度~9度大震采用的峰值地面加速度(PGA)值分别为0.125g、0.22g、0.31g、0.40g、0.51g和0.62g。

表10 不同烈度区截面尺寸

Table 10 Section dimension of structures in different seismic intensity area

设防烈度	柱	X向主梁	Y向主梁
6度(0.05g)	0.45 m×0.45 m	0.3 m×0.5 m	0.3 m×0.6 m
7度(0.1g)	0.45 m×0.45 m	0.3 m×0.5 m	0.3 m×0.6 m
7度(0.15g)	0.5 m×0.5 m	0.3 m×0.5 m	0.3 m×0.6 m
8度(0.2g)	0.6 m×0.6 m	0.3 m×0.6 m	0.3 m×0.7 m
8度(0.3g)	0.8 m×0.8 m	0.3 m×0.7 m	0.3 m×0.8 m
9度(0.4g)	0.9 m×1.0 m	0.3 m×0.9 m	0.3 m×1.0 m

表11 不同烈度区结构自振周期

Table 11 Natural period of structures in different seismic intensity area

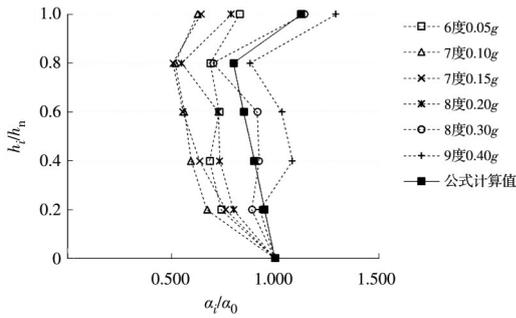
设防烈度	自振周期/s	设防烈度	自振周期/s
6度(0.05g)	1.94	8度(0.2g)	1.36
7度(0.1g)	1.94	8度(0.3g)	1.02
7度(0.15g)	1.76	9度(0.4g)	0.76

#### 3.2 楼层加速度放大系数分析

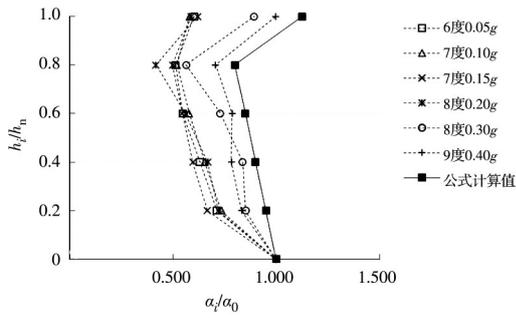
图8(a)、(b)分别为不同烈度下中、大震弹塑性时程分析得到的楼层加速度放大系数( $k=\alpha_i/\alpha_0$ ,取7条加速度时程曲线结果平均值,其中 $\alpha_i$ 为结构*i*层楼盖水平地震加速度系数, $\alpha_0$ 为结构底部水平地震加速度系数)与考虑高阶振型影响的模态叠加法计算结果的对比情况。可以看出,楼层加速度放大系数沿建筑高度分布趋势一致。

#### 3.3 性能目标分析

根据《抗规》<sup>[3]</sup>规定,预制装配式楼盖连接设计时,应满足 $\gamma_{Eh}F_{Eki} \leq R_d/\gamma_{RE}$ ,式中: $F_{Eki}$ 为*i*层楼盖水平地震作用标准值; $\gamma_{Eh}$ 为水平地震作用分项系数,取1.3; $\gamma_{RE}$ 为承载力抗震调整系数,取1.0; $R_d$ 为预制装配式楼盖连接承载力设计值。令楼盖连接承载力设计值 $R_d = \gamma_{RE}\gamma_{Eh}F_{Eki}$ ,则楼盖连接承载力标准值 $R_k = \gamma_{RE}\gamma_{Eh}\gamma F_{Eki}$ , $\gamma$ 为材料分项系数,当采用钢筋连接时,取1.1。



(a) 中震楼层加速度放大系数对比



(b) 大震楼层加速度放大系数对比

图 8 楼层加速度放大系数对比

Fig. 8 Comparison of the amplification coefficients of floor acceleration

对算例进行中震和大震弹塑性时程分析,得到楼盖中震下实际水平地震作用  $S_{Ehk中}$  和大震下实际水平地震作用  $S_{Ehk大}$ ,两者若满足  $\gamma_{Eh}S_{Ehk中} \leq R_d/\gamma_{RE}$  和  $S_{Ehk大} \leq R_k$ ,则认为预制装配式楼盖连接设计达到“中震弹性、大震不屈服”的性能目标。将  $R_d = \gamma_{RE}\gamma_{Eh}F_{Eki}$  和  $R_k = \gamma_{RE}\gamma_{Eh}\gamma F_{Eki}$  代入  $\gamma_{Eh}S_{Ehk中} \leq R_d/\gamma_{RE}$  和  $S_{Ehk大} \leq R_k$ ,得到式(27)和式(28)。

设防烈度地震下,

$$S_{Ehk中} \leq F_{Eki} \quad (27)$$

预估罕遇地震下,

$$S_{Ehk大} \leq \gamma_{RE}\gamma_{Eh}\gamma F_{Eki} \quad (28)$$

由于弹塑性时程分析得到的直接数据是中震下楼层绝对加速度  $a_{中}$  和大震下楼层绝对加速度  $a_{大}$ ,故对式(27)和式(28)进行改写,得到式(29)和式(30),可直接用于结果对比。

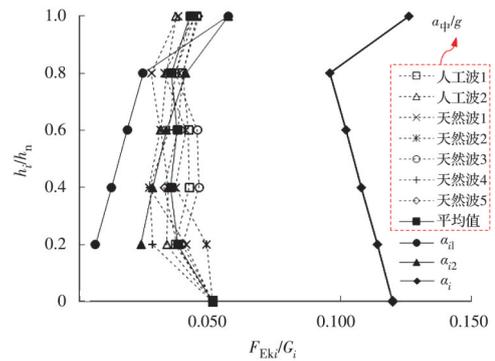
设防烈度地震下,

$$a_{中}/g \leq \alpha_i \quad (29)$$

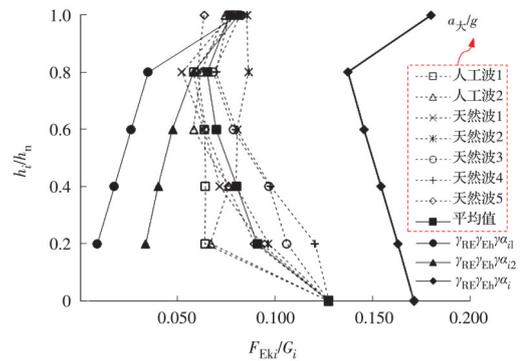
预估罕遇地震下,

$$a_{大}/g \leq \gamma_{RE}\gamma_{Eh}\gamma\alpha_i \quad (30)$$

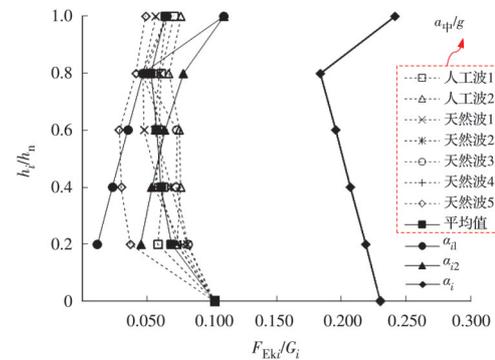
弹塑性时程有限元分析结果如图 9 所示(图中  $\alpha_{i1}$ 、 $\alpha_{i2}$ 、 $\alpha_i$  分别为底部剪力法、经验放大法、考虑高阶振型影响的模态叠加法计算得到的  $i$  层楼盖水平地震加速度系数,计算中用到的  $\alpha_{max}$  均为设防烈度水平地震影响系数最大值)。从图 9 可看出:



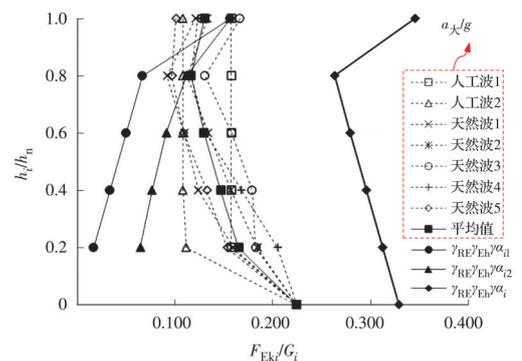
(a) 6度(0.05g)中震下  $a_{中}/g$  与  $\alpha_i$  关系



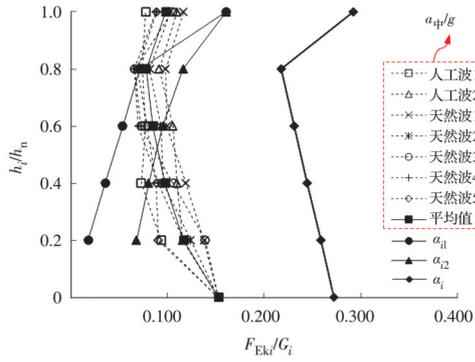
(b) 6度(0.05g)大震下  $a_{大}/g$  与  $\gamma_{RE}\gamma_{Eh}\gamma\alpha_i$  关系



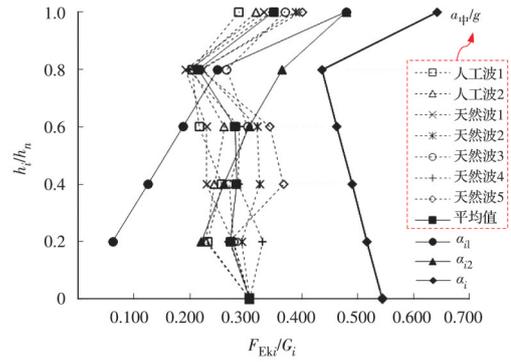
(c) 7度(0.10g)中震下  $a_{中}/g$  与  $\alpha_i$  关系



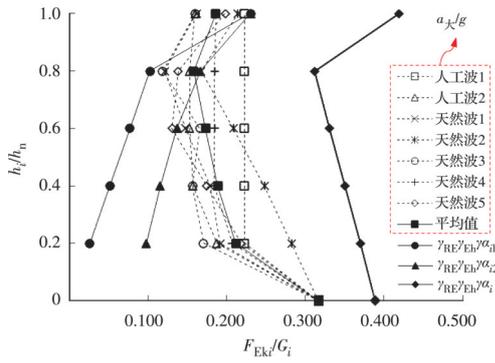
(d) 7度(0.10g)大震下  $a_{大}/g$  与  $\gamma_{RE}\gamma_{Eh}\gamma\alpha_i$  关系



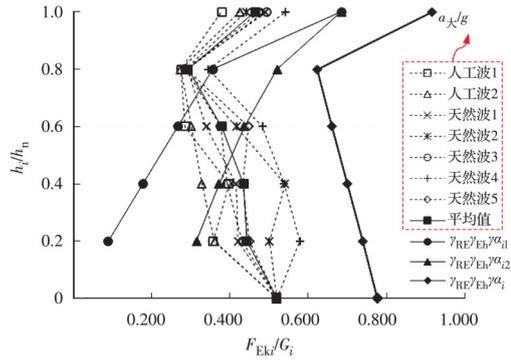
(e) 7度(0.15g)中震下  $a_{\phi}/g$ 与  $\alpha_i$ 关系



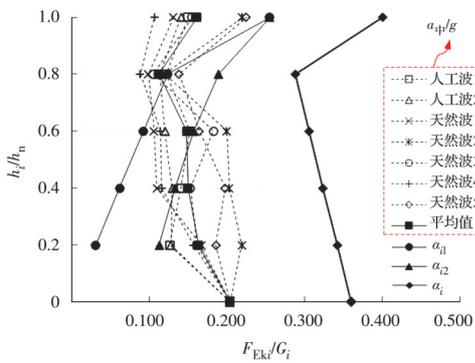
(i) 8度(0.30g)中震下  $a_{\phi}/g$ 与  $\alpha_i$ 关系



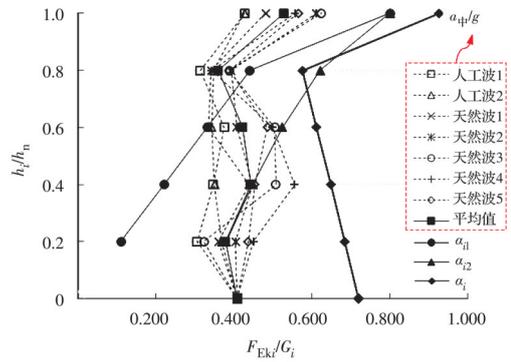
(f) 7度(0.15g)大震下  $a_{\tau}/g$ 与  $\gamma_{RE}\gamma_{Eh}\gamma\alpha_i$ 关系



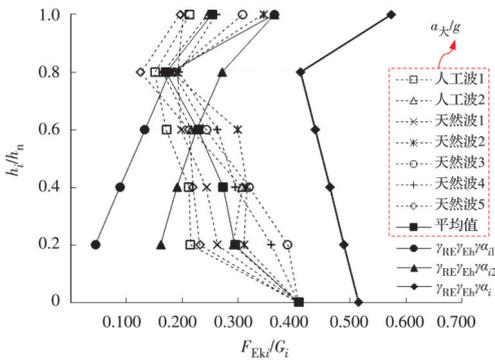
(j) 8度(0.30g)大震下  $a_{\tau}/g$ 与  $\gamma_{RE}\gamma_{Eh}\gamma\alpha_i$ 关系



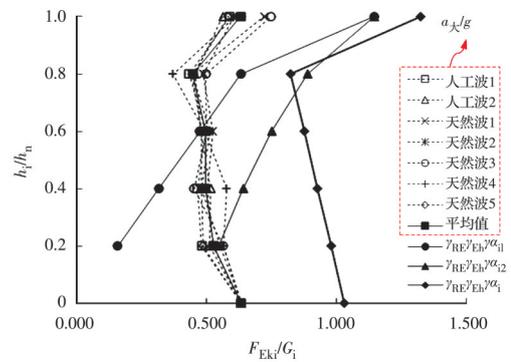
(g) 8度(0.20g)中震下  $a_{\phi}/g$ 与  $\alpha_i$ 关系



(k) 9度(0.40g)中震下  $a_{\phi}/g$ 与  $\alpha_i$ 关系



(h) 8度(0.20g)大震下  $a_{\tau}/g$ 与  $\gamma_{RE}\gamma_{Eh}\gamma\alpha_i$ 关系



(l) 9度(0.40g)大震下  $a_{\tau}/g$ 与  $\gamma_{RE}\gamma_{Eh}\gamma\alpha_i$ 关系

图 9 楼层绝对加速度弹性时程分析结果

Fig. 9 Results of floor absolute acceleration obtained by elastoplastic time history analysis

1)采用底部剪力法或经验放大法,在中震和大震下,仅上部局部楼层能满足式(29)和式(30)的要求,说明对按《抗规》基本抗震设防目标设计的框架结构,如按底部剪力法或经验放大法进行楼盖水平地震作用计算并进行楼盖连接设计,不能使所有楼层楼盖连接满足“中震弹性、大震不屈服”的性能目标。

2)采用考虑高阶振型影响的模态叠加法,在中震和大震下,所有楼层都能满足式(29)和式(30)的要求,说明对按《抗规》基本抗震设防目标设计的框架结构,如按考虑高阶振型影响的模态叠加法进行楼盖水平地震作用计算并进行楼盖连接设计,能使所有楼层楼盖连接满足“中震弹性、大震不屈服”的性能目标。

## 4 结论

1)基于弹塑性时程分析结果,按中国现行规范进行设计的抗侧力主体结构存在“超强”现象,导致楼盖实际承受水平地震作用均大于理论计算值,底部剪力法和经验放大法均无法满足预制装配式楼盖连接设计所需地震力要求,采用这两种方法计算楼盖水平地震作用并进行连接设计,存在安全隐患。

2)针对中美抗震区划及场地类别等差异,对考虑高阶振型影响的模态叠加法进行理论推导,并对4个关键参数进行了转化,包括振型贡献调整系数 $\xi_s$ 、重要性系数 $I_e$ 、设计反应谱加速度短周期参数 $S_{DS}$ 、1s周期参数 $S_{D1}$ 。

3)经过关键参数转化后的考虑高阶振型影响的模态叠加法与中国抗震设计规范协调,与弹塑性时程分析结果相比,得到的楼层加速度放大系数沿建筑高度分布趋势一致。

4)按经过关键参数转化后的考虑高阶振型影响的模态叠加法计算得到楼层水平地震作用,满足预制装配式楼盖连接设计所需地震力要求,按此法进行楼盖水平地震作用计算并进行楼盖连接设计,可使楼盖连接满足“中震弹性、大震不屈服”的性能目标。

## 参考文献

- [1] 徐有邻. 由地震引发对预制预应力圆孔板的思考[J]. 建筑结构, 2008, 38(7): 7-9.  
XU Y L. Thoughts on precast prestressed circular hole slab caused by earthquake [J]. Building Structure, 2008, 38(7): 7-9. (in Chinese)
- [2] 毕琼, 冯远, 易丹. 104所农村中小学砌体结构校舍抗震设计思路及震害分析[J]. 建筑结构, 2010, 40(9): 141-144.  
BI Q, FENG Y, YI D. Seismic hazards analysis and design concepts of masonry-concrete structures for 104 rural school buildings [J]. Building Structure, 2010, 40(9): 141-144. (in Chinese)
- [3] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.  
Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [4] ASCE7. Minimum design loads for buildings and other structures [M]. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2010.
- [5] PCI. PCI manual for the design of hollow core slabs and walls [M]. Chicago, IL: Precast/Prestressed Concrete Institute, 2015.
- [6] RODRIGUEZ M E, RESTREPO J I, CARR A J. Earthquake-induced floor horizontal accelerations in buildings [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2002, 31(3): 693-718.
- [7] IVERSON J K, HAWKINS N M. Performance of precast/prestressed concrete building structures during northridge earthquake [J]. PCI Journal, 1994, 39(2): 38-55.
- [8] FLEISCHMAN R, NAITO C J, RESTREPO J, et al. Seismic design methodology for precast concrete diaphragms. Part 1: Design framework [J]. PCI Journal, 2005, 50(5): 68-83.
- [9] FLEISCHMAN R B, GHOSH S K, NAITO C J, et al. Seismic design methodology for precast concrete diaphragms. Part 2: Research program [J]. PCI Journal, 2005, 50(6): 14-31.
- [10] FLEISCHMAN R B, RESTREPO J I, NAITO C J, et al. Integrated analytical and experimental research to develop a new seismic design methodology for precast concrete diaphragms [J]. Journal of Structural Engineering, 2013, 139(7): 1192-1204.
- [11] NAITO C, REN R R. An evaluation method for precast concrete diaphragm connectors based on structural testing [J]. PCI Journal, 2013, 58(2): 106-118.
- [12] FLEISCHMAN R B. Development of a seismic design methodology for precast concrete floor diaphragms [C]// Proceedings of the International FIB Symposium 2008 - Tailor Made Concrete Structures: New Solutions for our Society, 2008. 133-139.
- [13] FLEISCHMAN R B, WAN G. Appropriate overstrength of shear reinforcement in precast concrete diaphragms [J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(11): 1616-1626.
- [14] ZHANG D, FLEISCHMAN R, NAITO C J, et al. Experimental evaluation of pretopped precast diaphragm critical flexure joint under seismic demands [J]. Journal of Structural Engineering, 2011, 137: 1063-1074.
- [15] ZHANG D C. Examination of precast concrete diaphragm seismic response by three-dimensional nonlinear transient dynamic analyses [D]. Tucson, AZ, USA: The University of Arizona, 2010.
- [16] SCHOETTLER M J. Seismic demands in precast concrete diaphragms [D]. San Diego, CA, USA: University of California, San Diego, 2010.
- [17] SCHOETTLER M J, BELLERI A, ZHANG D C, et al. Preliminary results of the shake-table testing for the development of a diaphragm seismic design methodology [J]. PCI Journal, 2009, 54(1): 100-124.
- [18] ASCE7. Minimum design loads and associated criteria

- for buildings and other structures [M]. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2017.
- [19] 吴方伯, 陈立, 刘亚敏. 预应力混凝土空心叠合板试验[J]. 建筑科学与工程学报, 2008, 25(4): 88-92.  
WU F B, CHEN L, LIU Y M. Experiment on prestressed concrete hollow-core composite slabs [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2008, 25(4): 88-92. (in Chinese)
- [20] 吴方伯, 刘彪, 邓利斌, 等. 预应力混凝土叠合空心楼板静力性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(12): 10-19.  
WU F B, LIU B, DENG L B, et al. Experimental study on static behavior of prestressed concrete composite hollow floors [J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(12): 10-19. (in Chinese)
- [21] 吴方伯, 刘彪, 罗继丰. 预应力混凝土叠合空心楼板的受剪性能试验研究[J]. 工程力学, 2016, 33(3): 196-203.  
WU F B, LIU B, LUO J F. Experimental study on shear resisting properties of prestressed concrete composite hollow core slabs [J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(3): 196-203. (in Chinese)
- [22] 许清风, 韩重庆, 李向民, 等. 不同持荷水平下预应力混凝土空心板耐火极限试验研究[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(3): 20-27.  
XU Q F, HAN C Q, LI X M, et al. Experimental research on fire endurance of PC hollow-core slab exposed to fire under different load levels [J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(3): 20-27. (in Chinese)
- [23] 陈振龙, 韩重庆, 许清风, 等. 底面受火预应力混凝土空心板耐火性能的有限元分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2016, 36(3): 478-485.  
CHEN Z L, HAN C Q, XU Q F, et al. Finite element analysis of PC hollow-core slab exposed to fire [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2016, 36(3): 478-485. (in Chinese)
- [24] 韩重庆, 许清风, 李梦南, 等. 受约束预应力混凝土空心板整浇楼面耐火极限试验研究[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(5): 52-62.  
HAN C Q, XU Q F, LI M N, et al. Experimental research on fire endurance of PC hollow-core slab integrated floor with constraints [J]. Journal of Building Structures, 2018, 39(5): 52-62. (in Chinese)
- [25] 庞瑞, 梁书亭, 朱筱俊. 新型全预制装配式RC楼盖平面内力学特征研究[J]. 特种结构, 2010, 27(1): 30-35.  
PANG R, LIANG S T, ZHU X J. Studies on in-plane mechanical feature of new-type precast assembly RC diaphragms [J]. Special Structures, 2010, 27(1): 30-35. (in Chinese)
- [26] 李青宁, 葛磊, 韩春, 等. 新型装配式楼盖平面内刚度试验研究[J]. 建筑结构, 2016, 46(10): 50-55.  
LI Q N, GE L, HAN C, et al. Experimental study on in-plane rigidity of new-type prefabricated floor [J]. Building Structure, 2016, 46(10): 50-55. (in Chinese)
- [27] 李昊, 周威. 大跨装配式混凝土结构隔板效应分析[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2022, 54(4): 65-73.  
LI H, ZHOU W. Diaphragm effectiveness in large-span precast concrete structures [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2022, 54(4): 65-73. (in Chinese)
- [28] 周绪红, 刘界鹏, 林旭川. 高层钢-混凝土混合结构体系抗震性能与设计方法[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2021.  
ZHOU X H, LIU J P, LIN X C. Seismic performance and design method of high-rise steel-concrete mixed structure system [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2021. (in Chinese)
- [29] 杨溥, 李英民, 赖明. 结构时程分析法输入地震波的选择控制指标[J]. 土木工程学报, 2000, 33(6): 33-37.  
YANG P, LI Y M, LAI M. A new method for selecting inputting waves for time-history analysis [J]. China Civil Engineering Journal, 2000, 33(6): 33-37. (in Chinese)
- [30] 张连河. 钢筋混凝土框架结构超强系数分析[D]. 重庆: 重庆大学, 2009.  
ZHANG L H. Analysis on overstrength factors of reinforced concrete frame structures [D]. Chongqing: Chongqing University, 2009. (in Chinese)
- [31] RODRIGUEZ M E, RESTREPO J I, BLANDÓN J J. Seismic design forces for rigid floor diaphragms in precast concrete building structures [J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(11): 1604-1615.
- [32] PANAGIOTOU M, RESTREPO J I, CONTE J P. Shake-table test of a full-scale 7-story building slice. phase I: Rectangular wall [J]. Journal of Structural Engineering, 2011, 137(6): 691-704.
- [33] CHEN M, PANTOLI E, WANG X, et al. Full-scale structural and nonstructural building system performance during earthquakes part I-Specimen description, test protocol and structural response [J]. Earthquake Spectra, 2016, 32(2): 737-770.
- [34] CHOI H, EROCHKO J, CHRISTOPOULOS C, et al. Comparison of the seismic response of steel buildings incorporating self-centering energy-dissipative braces, buckling restrained braces and moment-resisting frames [R]. Toronto: University of Toronto, 2016.
- [35] 杨卓兴. 中美高地震风险区钢筋混凝土框架结构抗震规定及性能对比研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2010.  
YANG Z X. The comparison of seismic provisions and performance for Chinese reinforced concrete moment frames with American in high seismic risk zone [D]. Chongqing: Chongqing University, 2010. (in Chinese)
- [36] 李剑. 中美抗震规范的地震作用计算与钢筋混凝土结构抗震措施的比较研究[D]. 北京: 中国建筑科学研究院, 2005.  
LI J. Comparative study on seismic analysis and design details of concrete structure in Chinese and American code [D]. Beijing: China Academy of Building Research, 2005. (in Chinese)
- [37] 扶长生, 刘春明, 李永双, 等. 高层建筑薄弱连接混凝土楼板应力分析及抗震设计[J]. 建筑结构, 2008, 38(3): 106-110, 37.  
FU C S, LIU C M, LI Y S, et al. Structural seismic design and analysis of linking RC slab in tall-building [J]. Building Structure, 2008, 38(3): 106-110, 37. (in Chinese)