

• 研究论文 •

DOI:10.15961/j.jsuese.201800365

# 基于非弹性位移的土-结构相互作用的抗震设计方法

吕 洋, 熊 峰, 葛 琪\*

(四川大学 建筑与环境学院, 深地科学与工程教育部重点实验室, 四川 成都 610065)

**摘 要:**基于等效线弹性系统位移的土-上部结构相互作用抗震设计方法中的不足, 特别针对设计标准中关于相互作用系统等效阻尼比公式以及相关研究提供的设计步骤中存在的问题, 提出了一个新的基于非弹性位移且考虑土-结构相互作用抗震设计方法。该方法将相互作用系统用一个等效单自由度理想弹塑性振子替代, 并结合非弹性位移谱进行设计。给出了替代振子周期、阻尼比和延性比的公式和推导过程, 以及与《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)中弹性位移谱相容的非弹性位移谱的建立方法和具体的设计步骤。并使用提出的公式对已有的基于弹性位移谱的设计方法进行了修正。将新方法 with 修正后的已有方法应用于具体的设计算例, 通过非线性时程分析方法对设计结果进行验算。验算结果表明, 基于非弹性方法的设计最大位移值比基于弹性方法的方案更接近时程分析结果。

**关键词:**基于位移的设计; 土-结构相互作用; 等效单自由度振子; 非弹性反应谱; 等效线性化; 非线性时程分析

**中图分类号:** TU318.1

**文献标志码:** A

**文章编号:** 2096-3246(2018)03-0142-07

## Inelastic Displacement-based Seismic Design Method for Soil-structure Interaction Systems

LU Yang, XIONG Feng, GE Qi\*

(Key Lab. of Deep Underground Sci. and Eng., for Ministry of Education, College of Architecture and Environment, Sichuan Univ., Chengdu 610065, China)

**Abstract:** The inadequacies of existing displacement-based design methods for seismic soil-structure interaction (SSI) systems using equivalent linearization were summarized, with emphases on issues concerning provisions-specified equivalent system damping ratio and design procedures proposed in previous research. A new design method for SSI systems based on inelastic displacement was presented. The suggested method utilized an elastic-perfectly plastic single-degree-of-freedom (SDOF) replacement oscillator to represent an actual SSI system, combined with inelastic displacement spectra. The derivations of formulae for the period of vibration, damping ratio and ductility of the replacement oscillator, the method of constructing design inelastic displacement spectra compatible with their elastic counterparts constructed using the code for seismic design of buildings (GB50011—2010), and detailed design procedures were given. Based on the proposed formulae, the existing procedures of elastic displacement-based design for SSI systems were modified. An example was provided to illustrate the design process of the new and the modified methods, and the solutions were checked using nonlinear response-history analysis. It was showed that design displacements based on the new method are closer to the response-history analysis results than those obtained using the modified method that deals with linear systems.

**Key words:** displacement-based design; soil-structure interaction; ESDOF oscillator; inelastic response spectrum; equivalent linearization; nonlinear response-history analysis

目前, 国内外的抗震设计思路由最初的基于结构和构件的承载力逐渐朝着基于性能的方向发展。相对于承载力, 位移作为结构性能的一个具体的量

化指标更直观地反映结构的塑性变形能力, 被许多学者研究并形成了一套比较成熟的抗震设计理论<sup>[1-2]</sup>。

地基土-上部结构地震相互作用(以下简称相互

收稿日期: 2018-03-07

基金项目: 自然科学基金资助项目(51508357); 四川省科技计划应用基础资助项目(2015JY0278)

作者简介: 吕 洋(1987—), 男, 博士, 博士后. 研究方向: 抗震结构设计.

\* 通信联系人 E-mail: [geqi@scu.edu.cn](mailto:geqi@scu.edu.cn)

网络出版时间: 2018-05-05 17:59:00

网络出版地址: <http://kns.cnki.net/kcms/detail/51.1773.TB.20180505.1759.007.html>

<http://jsuese.ijournals.cn>

<http://jsuese.scu.edu.cn>

作用,即SSI)一直是地震工程领域的一个热门课题。尽管学术界对于不同相互作用体系在不同类型场地和地震动作用下的响应做了大量研究也取得了很多成果<sup>[3-5]</sup>,但是关于相互作用体系的抗震设计方法的研究还比较少。由于地基刚度和阻尼的影响,传统的基于刚性地基的结构设计理论不适用于相互作用系统。美国最新建筑荷载规范ASCE 7—16<sup>[6]</sup>采用基于承载力的强度折减系数对相互作用系统进行设计,但没有考虑地基土对强度折减系数的影响,导致设计偏危险<sup>[7]</sup>。Lu等<sup>[8]</sup>建立了相互作用强度折减系数与上部结构延性需求间的关系,以修正ASCE 7方法,但其设计过程仍基于承载力。由于位移较承载力更能体现结构在强震下的塑性变形,直接基于位移的抗震设计(DDBD)理论更为直观、合理。Moghaddasi等<sup>[9]</sup>对土-单自由度上部结构体系等效线性化,结合弹性位移谱提出基于位移的设计方法,但其系统阻尼比公式与设计步骤并不完善。此外,一些学者发现,等效线性化在处理强塑性变形时,设计结果与实际情况偏差很大,而采用非弹性位移谱可以有效解决这个问题<sup>[10-11]</sup>。

基于此,作者针对Moghaddasi等<sup>[9]</sup>方法的问题,提出一个新的基于非弹性位移的SSI系统设计方法,该方法建立了包含地基辐射阻尼的相互作用体系的阻尼公式,且以显示表达,不需要进行迭代,便于非弹性设计,同时还利用提出的设计参数对Moghaddasi等<sup>[9]</sup>设计方法进行了修正;还结合欧洲标准EC8<sup>[12]</sup>建立了基于中国《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)<sup>[13]</sup>设计反应谱的非弹性位移反应谱;最后将新方法与修正后的Moghaddasi等<sup>[9]</sup>法应用于一个结构设计算例,通过非线性时程的分析方法验算设计结果,比较两种方法的有效性,为基于位移并考虑土-结构相互作用的抗震设计提供参考依据。

## 1 设计位移反应谱

设计位移反应谱是直接基于位移抗震设计(DDBD)的地震输入。采用《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)<sup>[13]</sup>中的设计反应谱。该规范仅给出加速度反应谱 $S_a(T)$ ,而位移谱可由 $S_d=S_a \cdot T^2/4\pi$ 求得。实际地震动记录位移谱经过峰值之后逐渐下降并趋于地震动峰值位移PGD,而由《建筑抗震设计规范》得到的位移谱随周期增长而单调上升,与实际不符。本部分结合欧洲标准EC8<sup>[12]</sup>对其进行以下修改:

1)加速度、速度控制段(即 $T \in (0, 5T_g)$ ,  $T_g$ 为场地特征周期)保持不变,位移控制段 $T \in [5T_g, 6s]$ 设峰值位移平台;

2) $T \geq 10s$ 位移谱回归到地震动峰值PGD;

3) $T \in [6s, 10s]$ 位移谱由峰值至PGD线性下降;

4)PGD值大小与5%阻尼比的相对位移谱峰值比为0.45:1,与地震动加速度峰值PGA和平台加速度谱峰值比保持一致。

修正后的地震影响系数为:

$$\alpha = \begin{cases} 0.45\alpha_{\max} + 10(\eta - 0.45)\alpha_{\max}T, & T \leq 0.1s; \\ \eta\alpha_{\max}, & 0.1s \leq T \leq T_g; \\ \left(\frac{T_g}{T}\right)^\gamma \eta\alpha_{\max}, & T_g \leq T \leq 5T_g; \\ (0.2)^\gamma \eta\alpha_{\max} \left(\frac{5T_g}{T}\right)^2, & 5T_g \leq T \leq 6s; \\ \varphi\alpha_{\max} \left(\frac{5T_g}{T}\right)^2, & 6s \leq T \leq 10s; \\ 0.45 \cdot 0.2^{0.9} \alpha_{\max} \left(\frac{5T_g}{T}\right)^2, & 10s \leq T \end{cases} \quad (1)$$

式(1)中参数 $\varphi = 0.2^\gamma \eta + 0.25(0.45 \times 0.2^{0.9} - 0.2^\gamma \eta)(T - 6)$ ,  $\gamma$ 和 $\eta$ 均为阻尼修正系数,  $\alpha_{\max}$ 为水平地震影响系数最大值。修正后的相对位移反应谱如图1所示。

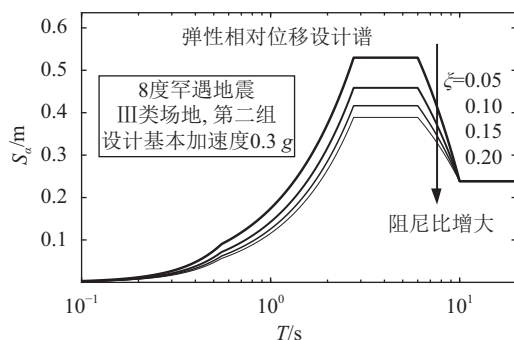


图1 设计相对位移谱

Fig. 1 Design relative displacement spectra

非弹性位移谱可以由弹性位移谱乘以非弹性位移比 $c_\mu$ 得到。利用文献<sup>[14]</sup>提出的方法,非弹性位移比可由下式求得:

$$c_\mu = \mu / \left[ 1 + \left( \frac{S_d(T, \xi, \mu = 1)}{PGD} \right)^\beta (\mu - 1) \right] \quad (2)$$

式(2)中 $\beta = 0.388(\mu - 1)^{0.173}$ 。该式考虑到了非弹性位移比与弹性位移谱之间的关系,即可得到与弹性位移谱相容的非弹性位移谱。图2为利用式(2)对图1中5%阻尼比的弹性相对位移谱进行计算得到的一系列的非弹性位移比谱。注意到其谷值对应的为强度折减系数谱 $R_\mu = \mu/c_\mu$ 的峰值,这与文献<sup>[15]</sup>中得到的结论一致。

## 2 线弹性SSI系统基于位移的抗震设计思路

基于位移的抗震设计沿用了传统的反应谱的分析方法,首先把待设计的结构体系转换成为一个单自由度(SDOF)振子。如图3(a)所示,一个框架结构

通过筏形基础(平面等效半径为 $r$ )将荷载传递给地基。假设地基为半无限体,由连续且均匀分布的土层组成,其土体动力特征由其质量密度 $\rho$ ,剪切波速 $v_s$ 和泊松比 $\nu$ 决定。对于一般的工程问题,泊松比常取定值0.4,基础重量可假设为上部结构总重量的10%<sup>[16]</sup>。

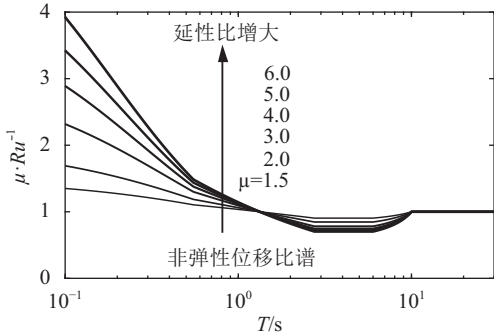


图 2 非弹性位移比(5%阻尼比)

Fig. 2 5% damped inelastic displacement ratios

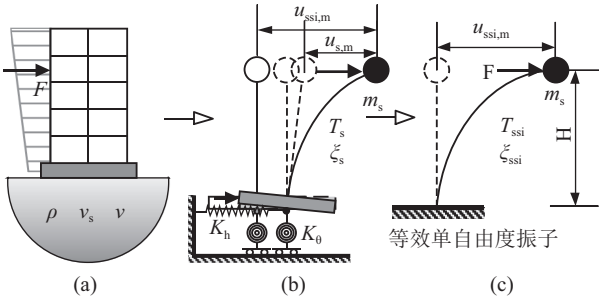


图 3 弹性相互作用系统的等效单自由度简化

Fig. 3 SDOF representation of an elastic SSI system

简化相互作用系统的一般做法是将上部结构和地基土分开处理,即把上部结构(假设基础固接于刚性地基)按照文献[2]中的方法转换成单自由度振子,再将基础与地基水平及摇摆相互作用的动刚度分别用与频率相关的平动和转动弹簧 $K_h$ 和 $K_0$ (动力阻抗)替代,如图3(b)。整个简化过程假设地基土的刚度对上部结构基本振型的影响可以忽略不计,较为符合真实情况。下文参数符号中与上部结构相关的量用下标s表示,与系统相关的量由下标ssi表示,与基础平动、转动相关的量分别用下标h和0表示。

Maravas等<sup>[17]</sup>给出了图3(c)等效单自由度系统在弹性阶段的固有频率 $\omega_{ssi} = 2\pi/T_{ssi}$ 和阻尼比 $\xi_{ssi}$ 的精确解:

$$\omega_{ssi} = \sqrt{\frac{\chi}{1 + 4\xi_{ssi}^2}} \quad (3)$$

$$\xi_{ssi} = \chi \left[ \frac{\xi_h}{\omega_h^2(1 + 4\xi_h^2)} + \frac{\xi_0}{\omega_0^2(1 + 4\xi_0^2)} + \frac{\xi_s}{\omega_s^2(1 + 4\xi_s^2)} \right] \quad (4)$$

$$\chi = \left[ \frac{1}{\omega_h^2(1 + 4\xi_h^2)} + \frac{1}{\omega_0^2(1 + 4\xi_0^2)} + \frac{1}{\omega_s^2(1 + 4\xi_s^2)} \right]^{-1} \quad (5)$$

$$\omega_h = \sqrt{\frac{\tau_h k_h}{m_s}}, \omega_0 = \sqrt{\frac{\tau_0 k_0}{m_s H^2}}, \xi_h = \bar{\omega} \frac{\beta_h}{2\tau_h}, \xi_0 = \bar{\omega} \frac{\beta_0}{2\tau_0} \quad (6)$$

式(6)中 $\omega_s = 2\pi/T_s$ ,  $\tau_h$ ,  $\tau_0$ ,  $\beta_h$ ,  $\beta_0$ 均为无量纲振动频率 $\bar{\omega} = \omega r/v_s$ 、泊松比 $\nu$ 和地基土阻尼 $\xi_s$ 的函数,考虑了地基刚度和辐射阻尼的频率相关性。而平动和转动的动力阻抗分别为 $K_h = \tau_h k_h(1 + 2i\xi_h)$ ,  $K_0 = \tau_0 k_0(1 + 2i\xi_0)$ ,  $i$ 为虚数单位。相对应的静态刚度分别为 $k_h = 8\rho v_s^2 r/(2 - \nu)$ ,  $k_0 = 8\rho v_s^2 r^3/(3 - 3\nu)$ 。

在基于位移的设计过程中只需读取系统设计位移 $u_{ssi,m}$ 对应于阻尼比为 $\xi_{ssi}$ 的位移谱 $S_d(T)$ 上的周期 $T_{ssi}$ ,则可求出设计基底总剪力 $V$ ,再通过平衡求解构件内力进行截面设计。由于 $T_{ssi}$ 和 $\xi_{ssi}$ 都是与振动频率 $\bar{\omega}$ 相关的量,设计过程往往需要通过迭代求解。

### 3 非弹性SSI系统基于位移的抗震设计方法

#### 3.1 基于等效线弹性位移的设计方法及不足

为了对非弹性SSI系统进行设计,Moghaddasi等<sup>[9]</sup>将其等效线性化为一个弹性单自由度振子,其动力特性由等效基本周期 $T_{ssi,eq}$ 和等效阻尼比 $\xi_{ssi,eq}$ 描述,如下式:

$$\lambda_{eq} = \frac{T_{ssi,eq}}{T_{s,eq}} = \sqrt{\frac{\mu_{ssi}(\mu_s - 1)}{\mu_s(\mu_{ssi} - 1)}} \quad (7)$$

$$\xi_{ssi,eq} = \xi_{f,m} + \lambda_{eq}^{-3} \xi_s + \frac{1 - 1/\sqrt{\mu_{ssi}}}{\pi} \quad (8)$$

式(7)中 $T_{ssi,eq} = T_{ssi} \sqrt{\mu_{ssi}}$ ,  $T_{s,eq} = T_s \sqrt{\mu_s}$ ,从而可以得到结构在刚性地基下的弹性基本周期 $T_s = T_{ssi,eq}/\lambda_{eq}/\sqrt{\mu_s}$ ,  $\mu_{ssi}$ 为相互作用系统的有效延性比。式(8)中 $\xi_{f,m}$ 为地基阻尼比对系统阻尼比的贡献,根据FEMA440<sup>[18]</sup>建议:

$$\xi_{f,m} = a_1(\lambda_{eq} - 1) + a_2(\lambda_{eq} - 1)^2 \quad (9)$$

式(9)中 $a_1 = \exp(4.7 - 1.6H/r)$ ,  $a_2 = 25 \ln(H/r) - 16$ 。

基于上面公式,Moghaddasi等<sup>[9]</sup>给出了设计步骤如图4所示。

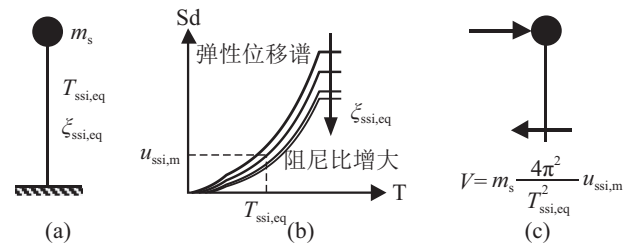


图 4 基于弹性位移谱的设计方法

Fig. 4 DBD procedures based on elastic displacement spectra

1)由结构设计位移角及屈服位移求 $\mu_s$ ,再根据基础设计极限转角求系统的有效延性比 $\mu_{ssi}$ 。

2)由式(7)计算等效周期延长比 $\lambda_{eq}$ ,结合式(8)、(9)求系统等效阻尼比 $\xi_{ssi,eq}$ 。

3)建立阻尼比为 $\xi_{ssi,eq}$ 的弹性位移谱,读取对应于设计目标位移 $u_{ssi,m}$ 的系统等效周期 $T_{ssi,eq}$ 。

4)基底总剪力 $V = m_s 4\pi^2 u_{ssi,m} / T_{ssi,eq}^2$ 。

但是,上述方法及步骤中存在以下2个问题:

1)FEMA440<sup>[18]</sup>规定的地基阻尼比 $\xi_{f,m}$ (式(9))仅考虑地基辐射阻尼的贡献,而忽略了地基土的滞回阻尼 $\xi_g$ ;也没有考虑上部结构重量的影响。在强震下,地基土的滞回耗能 $\xi_g$ 是不能忽略的,而上部结构相对于地基质量的大小也是影响 $\xi_{f,m}$ 的一个关键因素。

2)整个设计过程中完全没有涉及到与地基刚度相关的设计参数。步骤1)利用设计位移对系统及其上部结构(基础固接于刚性地基时)的割线刚度比进行估算,从而在步骤3)得到等效周期 $T_{ssi,eq}$ 。但并没有验证该等效周期与实际情况是否相符。例如,在基础设计极限转角值相同的情况下的两个设计,即使地基的刚度相差很大,通过步骤1)至4)得出的基底总剪力值也相同。

### 3.2 基于理想弹塑性系统位移的设计方法

#### 3.2.1 设计参数

本部分提出一种新的基于非弹性位移谱的考虑土-结构相互作用系统的抗震设计方法,如图5所示。首先,为了便于设计,本方法考虑使用以下无量纲设计参数来描述相互作用系统<sup>[8]</sup>: $a_0 = 2\pi H / (T_s v_s)$ 为上部结构相对地基的刚度比; $s = H/r$ 为结构立面的有效高宽比; $\bar{m} = m_s / (\rho H r^2)$ 为上部结构相对于地基的质量比。

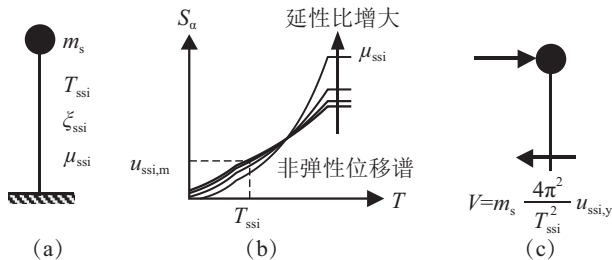


图5 基于非弹性位移谱的设计方法

Fig. 5 DBD procedures based on elastic displacement spectra

其次,Maravas等<sup>[17]</sup>公式不能直接应用于基于位移抗震设计,因其包含的系统初始刚度为未知和待求量。本文忽略Maravas等公式中阻尼比的高阶项(设计标准中考虑阻尼比截断值为20%以避免过高阻尼估计导致的不安全设计),则式(3)可简化为:

$$\lambda = \frac{T_{ssi}}{T_s} = \sqrt{\frac{\omega_s^2}{\omega_h^2} + \frac{\omega_s^2}{\omega_\theta^2} + 1} = \sqrt{1 + \frac{k_s}{\tau_h k_h} + \frac{k_s H^2}{\tau_\theta k_\theta}} = \sqrt{1 + \left( \frac{1}{5\tau_h s} + \frac{9s}{40\tau_\theta} \right) a_0^2 \bar{m}} \quad (10)$$

式(10)中动刚度系数 $\tau_h$ 和 $\tau_\theta$ 由下式决定<sup>[19]</sup>:

$$\tau_h = 1 - 0.62\kappa\chi, \quad \tau_\theta = 1 - \frac{0.327\psi + 0.278\chi\kappa + 0.013\kappa^2}{\psi + 1.6\chi\kappa + 0.64\kappa^2} \kappa^2, \quad \kappa = \frac{2\pi r}{T_{ssi} v_s}, \quad \chi = \sqrt{\frac{\psi - 1}{2}}, \quad \psi = \sqrt{1 + 4\xi_g^2} \quad (11)$$

式(4)则为以下形式:

$$\xi_{ssi} = \omega_{ssi}^2 \left( \frac{\xi_h}{\omega_h^2} + \frac{\xi_\theta}{\omega_\theta^2} + \frac{\xi_s}{\omega_s^2} \right) = \lambda^{-2} \left( \xi_s + \frac{\omega_s^2}{\omega_h^2} \xi_h + \frac{\omega_s^2}{\omega_\theta^2} \xi_\theta \right) \quad (12)$$

为分别讨论地基辐射阻尼和土滞回阻尼对系统阻尼的贡献,令 $\xi_h = \xi_{hr} + \xi_g$ ,  $\xi_\theta = \xi_{\theta r} + \xi_g$ , 带入式(12), 再利用式(10), 得到:

$$\xi_{ssi} = \lambda^{-2} \left( \xi_s + (\lambda^2 - 1) \xi_g + \frac{\omega_s^2}{\omega_h^2} \xi_{hr} + \frac{\omega_s^2}{\omega_\theta^2} \xi_{\theta r} \right) = \lambda^{-2} \xi_s + (1 - \lambda^2) \xi_g + \lambda^{-2} \left( \frac{\omega_s^2}{\omega_h^2} \xi_{hr} + \frac{\omega_s^2}{\omega_\theta^2} \xi_{\theta r} \right) = \lambda^{-3} \xi_{s,vis} + (1 - \lambda^2) \xi_g + \xi_r \quad (13)$$

注意,式(13)中Maravas等<sup>[17]</sup>假设结构阻尼比 $\xi_s$ 为滞回类型,而一般抗震设计考虑其在材料弹性时为粘滞类型 $\xi_{s,vis}$ 。由于频率相关性,辐射阻尼 $\xi_r$ 需要通过迭代的方式求解,求解过程中要用到 $T_{ssi}$ ,而 $T_{ssi}$ 又是基于位移设计的待求量,所以迭代求解不便于计算,无法应用于设计。本文给出了一个不需要迭代的近似表达式:

$$\xi_r = (1 - \lambda^2)^{1.5} \bar{m}^{-0.5} / f(s, \bar{m}) \quad (14)$$

通过对式(14)中的函数 $f(s, \bar{m})$ 与Maravas等<sup>[17]</sup>提出的精确解做最小二乘法拟合得到以下解析式:

$$f(s, \bar{m}) = [0.38 \ln(\bar{m}) + 1.42] s^{3.5} + \ln(2s)(\bar{m} + 0.8) + 1.3 \quad (15)$$

如图6所示,近似解式(14)与Maravas等<sup>[17]</sup>给出的精确解结果基本吻合。

地基土的滞回阻尼比 $\xi_g$ 与振动频率无关,可由下式确定<sup>[20]</sup>:

$$\xi_g = \frac{1 + \exp(-0.0145PI^{1.3})}{6} \left[ 0.586 \left( \frac{v_s}{v_{s0}} \right)^4 - 1.547 \left( \frac{v_s}{v_{s0}} \right)^2 + 1 \right] \quad (16)$$

式(16)中PI为地基土的塑性指数,  $v_{s0}$ 为土单元微小应变下的剪切波速。相较于FEMA440<sup>[18]</sup>的式(9),本文给出的式(13)明确量化了地基辐射阻尼和地基土材料滞回阻尼对系统阻尼的贡献,且考虑了结构重量的影响。由图6可看出,上部结构相对于地基的质量比 $\bar{m}$ 对地基辐射阻尼的影响不可忽略。

最后,系统等效延性比可以由下式求出<sup>[21]</sup>:

$$\mu_{ssi} = \lambda^{-2} (\mu_s - 1) + 1 = u_{ssi,m} / u_{ssi,y} \quad (17)$$

式(17)中 $u_{ssi,y} = \lambda^2 u_{s,y}$ 为系统的屈服位移。

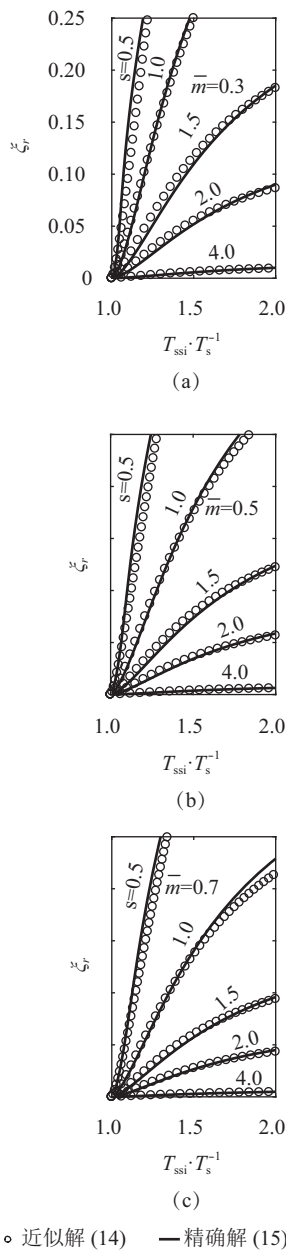


图 6 地基辐射阻尼比对相互作用系统阻尼比的贡献  
Fig. 6 Contribution of foundation radiation damping

3.2.2 设计步骤

- 1)上部结构等效单自由度化<sup>[2]</sup>, 计算设计参数 $\mu_s$ 、 $s$ 和 $\bar{m}$ ;
- 2)由式(17)求 $\mu_{ssi}$ 及设计目标位移 $u_{ssi,m}$ , 周期延长比 $\lambda$ 初值 $\lambda^1$ 可设为1, 即不考虑相互作用;
- 3)由式(13)至(16)计算 $\xi_{ssi}$ , 式(16)中的 $v_s/v_{s0}$ 值取决于场地类型和设计加速度谱峰值, 可参考ASCE/7-16<sup>[6]</sup>;
- 4)建立延性比为 $\mu_{ssi}$ , 阻尼比为 $\xi_{ssi}$ 的非弹性位移谱, 读取与 $u_{ssi,m}$ 对应的 $T_{ssi}$ 。若无解则返回第2)步, 增大 $\lambda$ 值。若多次迭代无解则考虑调整结构尺寸和材料;

5)求结构基本周期 $T_s$ , 刚度比 $a_0$ , 利用式(10)和(11)计算新的周期延长比值 $\lambda^i$ 。若 $\lambda$ 值收敛, 进行下一步; 否则令 $\lambda = \lambda^i$ , 返回第2)步直至收敛;

6)求基底总剪力(图5), 通过平衡求构件内力进行截面设计。

3.2.3 修正Moghaddasi等<sup>[9]</sup>法

基于本部分给出的公式, 可以对Moghaddasi等<sup>[9]</sup>设计步骤进行修正, 使其满足于非弹性设计。其中步骤1)、2)、5)和6)与3.2.2相应步骤相同, 步骤3)、4)如下:

3)由式(13)至(16), (7)至(8)计算 $\xi_{ssi,eq}$ , 式(8)中前两项由式(13)中 $\xi_{ssi}(\lambda_{eq})$ 替代;

4)建立阻尼比为 $\xi_{ssi,eq}$ 的弹性位移谱, 读取与 $u_{ssi,m}$ 对应的 $T_{ssi,eq}$ 。若无解则返回第2)步, 增大 $\lambda$ 值。若多次迭代无解则考虑调整结构尺寸和材料。

4 设计算例

本算例上部结构为1个6层钢筋混凝土框架(文献[2]第293页, 设计算例5.3), 基础平面尺寸为25 m×25 m, 其等效半径为 $r=14.10$  m。该框架的单自由度替代结构的质量为 $m_s=1\,965$ 吨, 高度为 $H=14.43$  m, 屈服位移为 $u_{s,y}=0.0432$  m, 设计目标位移为 $u_{m,s}=0.303$  m, 则设计延性比为 $\mu_s = u_{m,s}/u_{s,y} = 7$ 。结构立面高宽比为 $s=H/r=1.02$ 。假设材料弹性时振动结构的粘滞阻尼比为 $\xi_s=5\%$ 。

考虑罕遇地震下, 设计地震分组为第2组的Ⅲ类场地, 设防烈度为8度(0.3g)。由GB50011—2010<sup>[13]</sup>, 水平地震影响系数最大值为 $\alpha_{max}=1.2$ , 场地特征周期为 $T_g=0.55$  s。考虑地基土质量密度为 $\rho=1.8$  t/m<sup>3</sup>, 低应变剪切波速为 $v_{s0}=180$  m/s, 塑性指数为 $PI=40\%$ , 泊松比为 $\nu=0.4$ , 则相对质量 $\bar{m} = m_s/(\rho H r^2) = 0.38$ 。

采用本文方法和修正Moghaddasi等<sup>[9]</sup>法分别按照第3.2.2与第3.2.3节给出的步骤进行基于位移的设计, 其结果分别如表1、2所示。由修正Moghaddasi等<sup>[9]</sup>法得出的设计剪力值大约为本文方法的5倍。

| 表 1 本文基于非弹性位移谱法迭代设计结果 |       |       |       |       |       |
|-----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 参数                    | 迭代次数  |       |       |       |       |
|                       | 1     | 2     | 3     | 4     | 5     |
| $(\lambda)^2$         | 1.000 | 1.265 | 1.208 | 1.216 | 1.215 |
| $u_{ssi,m}/m$         | 0.303 | 0.315 | 0.312 | 0.313 | 0.313 |
| $T_{ssi}/s$           | 1.985 | 2.449 | 2.359 | 2.372 | 2.370 |
| $\xi_{ssi}$           | 0.050 | 0.118 | 0.102 | 0.105 | 0.104 |
| $(\lambda)^2$         | 1.265 | 1.208 | 1.216 | 1.215 | 1.215 |
| $V/kN$                | —     | —     | —     | —     | 726   |

表 2 基于弹性位移谱法的迭代设计结果

Tab. 2 Iterative design results using elastic spectra

| 参数             | 迭代次数  |       |       |       |       |       |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                | 1     | 2     | 3     | 4     | 5     | 6     |
| $(\lambda)^2$  | 2.000 | 2.483 | 2.325 | 2.372 | 2.357 | 2.361 |
| $u_{ssi,m}/m$  | 0.347 | 0.367 | 0.361 | 0.363 | 0.362 | 0.362 |
| $T_{ssi,eq}/s$ | 2.589 | 2.730 | 2.683 | 2.697 | 2.693 | 2.694 |
| $\xi_{ssi,eq}$ | 0.243 | 0.249 | 0.247 | 0.248 | 0.248 | 0.248 |
| $(\lambda)^2$  | 2.483 | 2.325 | 2.372 | 2.357 | 2.361 | 2.360 |
| $I/kN$         | —     | —     | —     | —     | —     | 3 876 |

为验证两种设计方法的有效性, 本文采用文献[15]中16条水平地震动加速度记录进行时程分析并与设计结果对比。记录来自于1989年洛玛-普雷塔地震位于旧金山湾的软土地地上的8个台站。利用RSP-Match09程序[22]将选取的地震动记录与5%阻尼比的设计加速度谱进行匹配。图7对比了设计弹性相对位移谱与调整后的真实地震动记录得到的位移谱, 匹配程度较高。

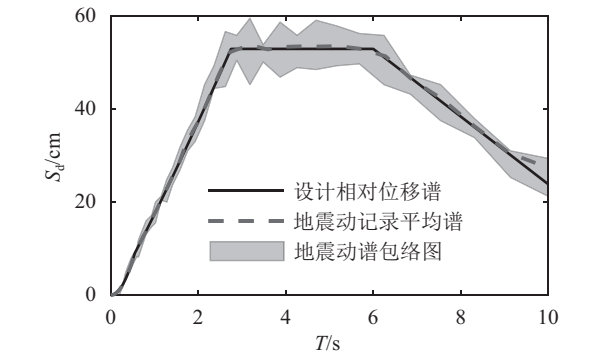


图 7 设计位移谱与调整后地震动位移谱比较

Fig. 7 Design  $S_d(T)$  vs.  $S_d(T)$  from 16 modified records

利用文献[8]的相互作用系统模型, 在调整后的地震动加速度记录下进行非线性时程分析; 用Newmark-β法求解运动平衡微分方程, 非线性回复力-变形关系使用改进的Newton-Raphson迭代法处理。图8比较了由时程分析得出的系统最大位移与设计目标位移值, 可以看出用基于弹性位移谱设计的结构在设计地震作用下实际峰值位移的平均值远低于设计目标值(不到设计值的一半), 而通过非弹性位移谱设计的系统地震下最大位移均值接近设计目标值(比设计值高5.7%)。

5 结 论

针对已有的考虑地基土-上部结构相互作用基于弹性位移谱的抗震设计方法中存在的问题, 提出

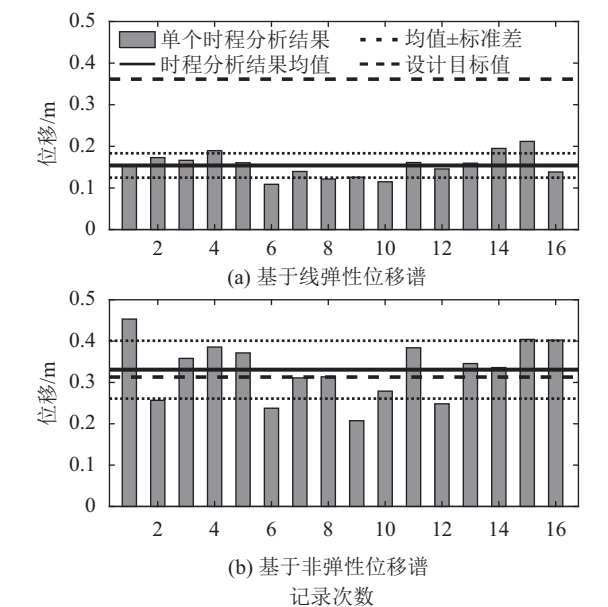


图 8 设计目标位移与系统时程分析实际位移比较

Fig. 8 Design displacements vs. actual response results

了一种新的基于非弹性位移谱的设计方法, 给出了建议的设计参数、公式及具体步骤。根据建议的系统等效阻尼比及周期延长比公式改进了前述基于弹性位移谱方法的不足。将提出的新方法和改进的方法应用于一个框架结构的设计算例并通过非线性时程分析对设计结果进行验算。验算结果表明, 基于非弹性的方法比基于弹性方法的设计效果更好。

参考文献:

[1] Shibata A, Sozen M A. Substitute structure method for seismic design in R/C[J]. Journal of the Structural Division, 1976, 102(12): 1–18.

[2] Priestley M J N. Displacement-based seismic design of structures [M]. Pavia: IUSS Press, 2008.

[3] Kwon O S, Elnashai A S. Distributed analysis of interacting soil and structural systems under dynamic loading[J]. Innovative Infrastructure Solutions, 2017, 2(1): 30.

[4] Zuo H, Bi K, Hao H. Dynamic analyses of operating offshore wind turbines including soil-structure interaction[J]. Engineering Structures, 2018, 157: 42–62.

[5] Santisi d'Avila M P, Lopez-Caballero F. Analysis of nonlinear soil-structure interaction effects: 3D frame structure and 1-directional propagation of a 3-component seismic wave[J]. Computers & Structures, 2018.

[6] ASCE/SEI 7—16. American Society of Civil Engineers; Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures [S]. Reston, Virginia: 2017 DOI: 10.1061 / 9780784414248

[7] Khosravikia F, Mahsuli M, Ghannad M A. Comparative assessment of soil-structure interaction regulations of ASCE

- 7-16 and ASCE 7-10 [C]//ASCE Structures Congress Reston.2018.
- [8] Lu Y,Hajirasouliha I,Marshall A M.Performance-based seismic design of flexible-base multi-storey buildings considering soil-structure interaction[J].[Engineering Structures](#),2016,108:90–103.
- [9] Moghaddasi M,Macrae G A,Chase J G,et al.Seismic design of yielding structures on flexible foundations[J].[Earthquake Engineering & Structural Dynamics](#),2015,44(11):1805–1821.
- [10] Fajfar P.Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra[J].[Earthquake Engineering & Structural Dynamics](#),1999,28(9):979–993.
- [11] Chopra A K,Goel R K.Direct displacement-based design: use of inelastic vs.elastic design spectra[J].[Earthquake Spectra](#),2001,17(1):47–64.
- [12] CEN.Eurocode 8:Design of structures for earthquake resistance [S].Brussels,Belgium:European Committee for Standardization,2004.
- [13] GB 50011—2010建筑抗震设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [14] Ordaz M,Pérez-Rocha L E.Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems:a new approach[J].[Earthquake Engineering & Structural Dynamics](#),1998,27(9):889–901.
- [15] Miranda E,Ruiz-Garcia J.Influence of stiffness degradation on strength demands of structures built on soft soil sites[J].[Engineering Structures](#),2002,24(10):1271–1281.
- [16] BSSC.NEHRP Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures-Part 2:complementary (FEMA 450-2) [S].Washington,DC:Federal Emergency Management Agency,2003.
- [17] Maravas A,Mylonakis G,Karabalis D L.Simplified discrete systems for dynamic analysis of structures on footings and piles[J].[Soil Dynamics & Earthquake Engineering](#),2014,61-62:29–39.
- [18] FEMA 440.Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures [S].Redwood City,California:Federal Emergency Management Agency,2005.
- [19] Veletsos A S,Verbič B.Vibration of viscoelastic foundations[J].[Earthquake Engineering & Structural Dynamics](#),1973,2(1):87–102.
- [20] Ishibashi I,Zhang X.Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay[J].[Soils & Foundations](#),1993,33(1):182–191.
- [21] Lu Y,Hajirasouliha I,Marshall A M.An improved replacement oscillator approach for soil-structure interaction analysis considering soft soils[J].[Engineering Structures](#),2018,167:26–38.
- [22] Atik L A,Abrahamson N.An improved method for non-stationary spectral matching[J].[Earthquake Spectra](#),2010,26(3):601–617.

(编辑 黄小川)

引用格式: Lu Yang,Xiong Feng,Ge Qi.Inelastic displacement-based seismic design method for soil- structure interaction systems[J].Advanced Engineering Sciences,2018,50(3):142–148.[吕洋,熊峰,葛琪.基于非弹性位移的土-结构相互作用的抗震设计方法[J].工程科学与技术,2018,50(3):142–148.]