

文章编号:1006-2467(2021)03-0265-11

DOI: 10.16183/j.cnki.jsjtu.2019.204

基于改进模态推覆法的导管架平台弹塑性抗震性能

刘红兵¹, 孙丽萍¹, 艾尚茂¹, 闫发锁¹, 陈国明²

(1. 哈尔滨工程大学 船舶工程学院, 哈尔滨 150001;

2. 中国石油大学(华东)海洋油气装备与安全技术研究中心, 山东 青岛 266580)

摘要: 针对强震下海洋导管架平台的弹塑性失效问题,提出一种基于性能设计的海洋导管架平台改进模态推覆抗震分析法,获得强震下平台结构的弹塑性抗震性能及其失效模式,解决强震下海洋导管架平台的弹塑性抗震性能评估难题.通过对比分析设防和罕遇烈度 8 度地震下平台结构弹塑性地震响应的差异性,探讨平台结构的参振振型、振型形状向量以及地震动不确定性对平台结构弹塑性抗震性能的影响.研究表明:高阶振型和振型形状向量对导管架平台弹塑性抗震性能的影响较大,需考虑前 9 阶或 9 阶以上的模态振型及振型形状向量变化的影响;设防和罕遇烈度 8 度地震下,平台结构弹塑性抗震薄弱环节均位于导管架顶部,需重点关注;具有相同峰值加速度的不同地震时程下的平台结构地震响应表现出明显的离散性和差异性,建议采用改进模态推覆法评估强震下平台结构弹塑性抗震性能.

关键词: 导管架平台;海洋地震;弹塑性抗震性能;改进模态推覆法;失效模式;地震响应

中图分类号: TE 52

文献标志码: A

Elastic-Plastic Seismic Performance for Jacket Platform Based on Improved Modal Pushover Method

LIU Hongbing¹, SUN Liping¹, AI Shangmao¹, YAN Fasuo¹, CHEN Guoming²

(1. College of Shipbuilding Engineering, Harbin Engineering University, Harbin 150001, China;

2. Centre for Offshore Equipment and Safety Technology, China University of Petroleum,
Qingdao 266580, Shandong, China)

Abstract: In connection with the elastic-plastic failure problem of offshore jacket platform subjected to a powerful earthquake, an improved modal pushover method based on performance design is proposed. The elastic-plastic seismic performance and failure modes of the jacket platform are obtained to solve the problem of elastic-plastic performance evaluation of the offshore jacket platform in strong earthquakes. The elastic-plastic seismic responses of the platform in 8-degree seismic fortification and rare intensity are calculated by using different methods, and the differences between these responses are compared. Besides, the influences of combined modes, mode shape vectors, and uncertainties of seismic are discussed. The results show that the high-order vibration modes and mode shape vectors have a great influence on the elastic-plastic seismic performance of the platform. The first 9 or higher order modes and mode shape vectors should be adopted. The seismic-resistant weak links are located at the top of the platform in 8-

收稿日期: 2019-07-15

基金项目: 国家自然科学基金(51579246), 黑龙江省自然科学基金(QC2018056), 中央高校基本科研业务费专项(HEUCFJ180102)资助项目

作者简介: 刘红兵(1988-), 男, 湖北省黄冈市人, 讲师, 主要研究方向为海洋石油装备强度与可靠性.

通信作者: 陈国明, 男, 教授, 博士生导师; E-mail: offshore@126.com.

degree seismic fortification and rare intensity, which should be paid more attention to. The seismic responses of the platform show significant differences and discreteness in different seismic activities, which have the same peak seismic acceleration. The improved modal pushover method is suggested to be used to evaluate the elastic-plastic seismic performance of jacket platform.

Key words: jacket platform; marine seismic; elastic-plastic seismic performance; improved modal pushover method; failure mode; seismic response

海底地震作为一种突发性海洋环境灾害,具有持续时间短、震级大、破坏性强等特点^[1],如 1969 年渤海湾 7.4 级地震、2004 年印度洋 9.4 级地震以及 2011 年日本 Tohok-Oki 9.0 级地震等,严重威胁海洋导管架平台的服役安全^[2]. 现阶段关于导管架平台的抗震设防尚缺乏统一的专业规范,主要参考美国石油学会 (API) 以及建筑结构工程等领域相关的设计规范. 其中,API 规范要求设计地震下,海洋导管架平台结构需满足强度要求,即结构和基础均无破坏;罕遇地震下平台需满足韧性要求,即允许结构和基础有一些损伤,但结构不能倒塌^[3]. 而建筑工程规范则要求结构满足“两阶段,三水准”原则,其中“两阶段”分别指弹性抗震和弹塑性抗震阶段,“三水准”则指“小震不坏、中震可修、大震不倒”的定性准则^[4]. 这些规范准则对于海洋导管架平台的线弹性抗震设防具有较好的设计指导作用,但对于强震下平台结构的非线性弹塑性抗震性能以及平台结构地震失效机制等问题尚缺乏深入研究. 而对于海洋导管架平台,通常结构冗余度较大,传统的线弹性抗震评估方法无法准确评估这种大冗余度结构的弹塑性抗震性能,因而准确地评估强震下平台结构的弹塑性地震响应,对于保证海洋导管架平台的抗震设计及其安全运行具有重要意义.

目前,海洋导管架平台的抗震设计分析方法主要有静力法、反应谱法、动力时程法、弹塑性推覆法等. 静力分析法通常将地震作用等效为一种侧向惯性载荷作用,并采用地震系数修正地震过程中的动态效应,但由于平台结构和地震动之间耦合作用的复杂性,导致地震系数难以准确确定,从而容易产生较大的误差^[5-6]. 反应谱法又称为等效静力分析法,通常通过振型分解将平台结构简化为单质点体系,然后采用单质点体系最大地震响应描述结构地震响应,该方法可以较好地获得简单结构的弹性地震响应,但却无法考虑强地震下平台结构的非线性弹塑性地震响应^[7-8]. 动力时程法通过对平台结构输入时变地震动并进行动力积分,获得结构弹塑性地震响应,该方法可较好地反映结构动态地震响应,但由于

地震动的随机性和差异性,即使具有相同控制参数的不同输入地震动时程,也可能导致结构地震响应相差巨大^[9-10]. 弹塑性推覆法(能力谱法)通过将设计反应谱引入结构抗震性能评估,可较好地识别结构弹塑性抗震性能以及抗震薄弱环节和破坏机制,已在结构工程领域获得广泛认可,并被美国、日本、韩国等规范纳入,但该方法主要基于结构基本振型和形状向量保持不变的假设,忽略了高阶振型以及塑性抗震阶段结构振型向量发生变化的影响,从而在平台结构实际弹塑性抗震设计中具有一定的局限性^[11-13]. 为此本文以渤海某导管架平台为研究对象,建立一种适于海洋导管架平台弹塑性抗震性能评估的改进模态推覆 (IMPA) 法,对比分析不同分析方法(能力谱、动力时程和改进模态推覆法)下,平台结构弹塑性抗震性能的差异性,探讨高阶振型和振型向量对平台结构弹塑性抗震性能的影响,识别平台结构抗震薄弱环节,相关结论和研究成果可为海洋石油导管架的平台抗震设计提供理论依据和工程参考.

1 模态推覆法(MPA)理论基础

海洋导管架平台服役环境恶劣,地震作用下除了受到海床震动对结构产生的惯性载荷外,还将受到地震引发海水对结构产生的附加载荷作用. 由于海水附加质量产生的惯性载荷对平台结构的地震响应影响较小,故可将其忽略. 根据非线性结构动力学原理可建立地震载荷作用下,海洋平台结构弹塑性抗震运动的微分方程为

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + F_s(u, \text{sign } \dot{u}) = -m_z \ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

式中: m 为平台整体结构多自由度体系质量矩阵; c 为平台整体结构多自由度体系阻尼矩阵; F_s 为平台结构恢复力矩阵; sign 为符号函数; u 、 \dot{u} 和 \ddot{u} 分别为平台结构多自由度体系侧向位移、速度和加速度向量; z 为转换向量,其值为单位列向量; $\ddot{u}_g(t)$ 为地震动加速度时程向量.

假设平台结构地震响应主要由结构前 n 阶振型控制,则根据振型分解的基本思想,对式(1)进行解

耦即可得到平台结构运动的微分方程为

$$\ddot{\mathbf{q}}_n + 2\xi_n\omega_n\dot{\mathbf{q}}_n + \frac{\boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{F}_s(\mathbf{u}, \text{sign } \dot{\mathbf{u}})}{\boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{m} \boldsymbol{\varphi}_n} = -\gamma_n \ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (2)$$

式中: $\dot{\mathbf{q}}_n$ 和 $\ddot{\mathbf{q}}_n$ 分别为 n 阶振型模态速度和加速度向量; ξ_n 为 n 阶振型阻尼比; ω_n 为 n 阶模态的自振频率; $\boldsymbol{\varphi}_n$ 和 $\boldsymbol{\varphi}_n^T$ 分别为平台结构 n 阶振型矩阵及其转置矩阵; γ_n 为平台结构 n 阶振型参与系数; n 为平台结构振型阶数, $n=1, 2, \dots, N$.

由式(2)可知,地震载荷作用下的平台结构恢复力函数依赖于各模态坐标之间的耦合作用,但由于此时的平台结构响应仍以 n 阶模态为主导,可忽略各模态坐标之间的耦合作用^[14-15],所以式(2)可采用类似于弹性体系的强迫解耦算法进行解耦.假定平台结构地震作用下 n 阶模态单自由度体系(SDOF)的位移响应为

$$\mathbf{D}_n = \frac{\boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{m} \boldsymbol{\varphi}_n}{\boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{m} \mathbf{I}} \mathbf{q}_n \quad (3)$$

式中: \mathbf{D}_n 为平台结构 n 阶模态单自由度体系位移响

应向量; \mathbf{I} 为单位矩阵; \mathbf{q}_n 为 n 阶振型模态位移.将式(3)代入式(2),整理可得平台结构单自由度体系 n 阶振型运动方程为

$$\ddot{\mathbf{D}}_n + 2\xi_n\omega_n\dot{\mathbf{D}}_n + \frac{F_{s,n}}{L_n} = -\ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (4)$$

式中: $\dot{\mathbf{D}}_n$ 和 $\ddot{\mathbf{D}}_n$ 分别为 n 阶模态单自由度体系速度和加速度向量; L_n 为平台结构 n 阶振型激励因子; $F_{s,n}$ 为平台结构 n 阶模态恢复力,表达式为

$$F_{s,n} = \boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{F}_s(\mathbf{D}_n, \text{sign } \dot{\mathbf{D}}_n) = \frac{V_{b,n}}{\gamma_n} \quad (5)$$

式中: $V_{b,n}$ 为平台结构 n 阶模态剪力.平台结构等效单自由度体系屈服剪力 $V_{b,ny}$ 和屈服位移 D_{ny} 为

$$V_{b,ny} = \gamma_n F_{s,ny}, \quad D_{ny} = \frac{u_{r,ny}}{\gamma_n \varphi_{r,n}} \quad (6)$$

式中: $F_{s,ny}$ 为 n 阶模态屈服剪力所对应的恢复力; $u_{r,ny}$ 为 n 阶模态结构顶点屈服位移; $\varphi_{r,n}$ 为 n 阶模态顶点振型值.根据式(6)即可获得平台结构 n 阶模态单自由度体系的等效能力曲线,如图1所示.

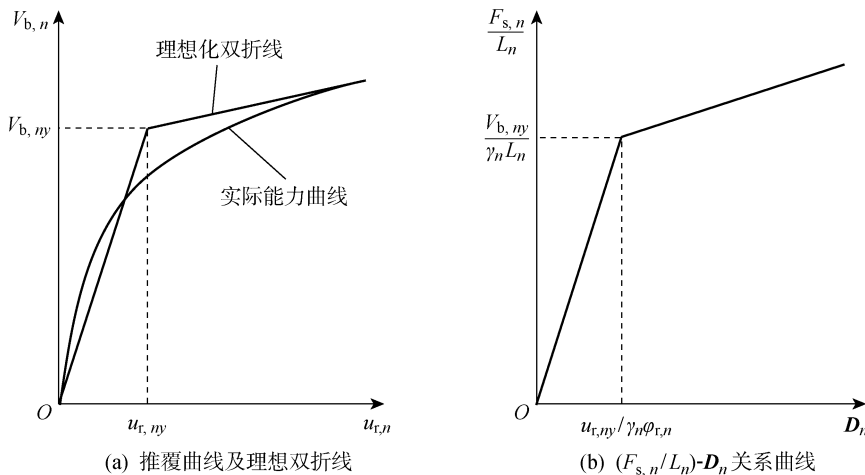


图1 平台结构等效单自由度体系能力曲线

Fig. 1 Capacity curve of equivalent single-degree-of-freedom system of platform

根据平台结构 n 阶模态等效单自由度体系,即可求得 n 阶模态的有效周期为

$$T_{e,n} = 2\pi \sqrt{\frac{L_n D_{ny}}{F_{s,ny}}} = 2\pi \sqrt{\frac{L_n u_{r,ny}}{V_{b,ny} \varphi_{r,n}}} \quad (7)$$

进一步将各阶振型下平台结构的地震响应进行叠加组合,即可得到地震载荷作用下的平台结构响应,表达式为

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{u} &= \sum_n \mathbf{u}_n = \sum_n \gamma_n \boldsymbol{\varphi}_n \mathbf{D}_n \\ \mathbf{r} &= \sum_n \mathbf{r}_n = \sum_n \mathbf{r}_n^{\text{st}} \omega_n^2 \mathbf{D}_n \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

式中: \mathbf{r} 为平台结构内力响应; \mathbf{r}_n^{st} 为平台结构 n 阶振型下的内力响应静力值.

2 改进模态推覆法

2.1 改进模态推覆法的基本原理及分析步骤

模态推覆法通过振型组合的方式对平台结构进行抗震性能评估,该方法可以考虑高阶振型对平台结构抗震性能的影响,但是在各阶振型分析过程中采用统一的位移形状向量,忽略了平台结构由弹性抗震阶段转变为弹塑性抗震阶段形状向量发生变化的影响,从而导致模态推覆法的评估结果与平台结构实际抗震性能不相符.对于导管架平台结构,在弹性抗震阶段时,结构形状向量保持不变,但当平台结构发生屈服进入弹塑性抗震阶段时,其结构刚度和

位移形状向量均发生改变,理想的计算方法是将上一步地震载荷作用下的结构位移向量作为下一步地震载荷作用下的形状向量,这样形成的弹塑性抗震分析方法与平台结构地震载荷作用下的实际受力情况最吻合,但同时会导致计算非常复杂且计算量巨大. 根据 MPA 法获得的平台结构抗震能力曲线可知(见图 1),平台结构进入塑性抗震阶段后,抗震能力曲线的切线刚度虽然一直在变化,但其变化量却较小,故可近似采用塑性阶段的等效折线斜率代替平台结构的塑性刚度. 因而 IMPA 法的基本思想为在弹性抗震阶段,采用平台结构弹性自振形状向量进行抗震分析;在弹塑性抗震阶段,则采用结构塑性阶段的等效折线斜率所对应的平台结构位移向量进行抗震分析.

IMPA 法的具体流程如图 2 所示,主要分析步骤如下:① 建立平台结构的有限元模型,计算平台结构各阶的自振频率 ω_n 和振型 φ_n ;② 计算平台结构各阶振型质量参与系数,确定有效参振振型;③

以平台结构的 n 阶振型 φ_n 作为初始形状向量,对平台结构施加侧向载荷 $F_{n1} = m\varphi_n$,开展推覆分析,获得平台结构 n 阶振型的推覆能力曲线;④ 根据图 1,将平台结构的 n 阶振型推覆能力曲线简化为等效双折线模型(推覆能力曲线和双折线与 x 轴围成的面积相等),并进一步建立平台结构线性 n 阶振型等效单自由度体系能力曲线($(F_{s,n}/L_n)-D_n$ 关系曲线);⑤ 若平台结构发生屈服,进入塑性抗震阶段,可在平台结构推覆能力曲线上选择一点,使得该点切线的斜率和简化后的等效折线斜率相等,然后将该点处所对应的位移向量作为平台结构塑性抗震阶段的形状向量 φ_{n1} ,对平台结构施加侧向载荷 $F_{n2} = m\varphi_{n1}$,进行第 2 次推覆分析,获得平台结构塑性抗震阶段推覆能力曲线;⑥ 组合平台结构弹性和塑性抗震阶段推覆能力曲线,并建立平台结构弹塑性 n 阶振型等效单自由度体系能力曲线;⑦ 组合各阶振型下平台结构的地震响应,计算平台结构的总地震响应,并评估平台结构的抗震性能.

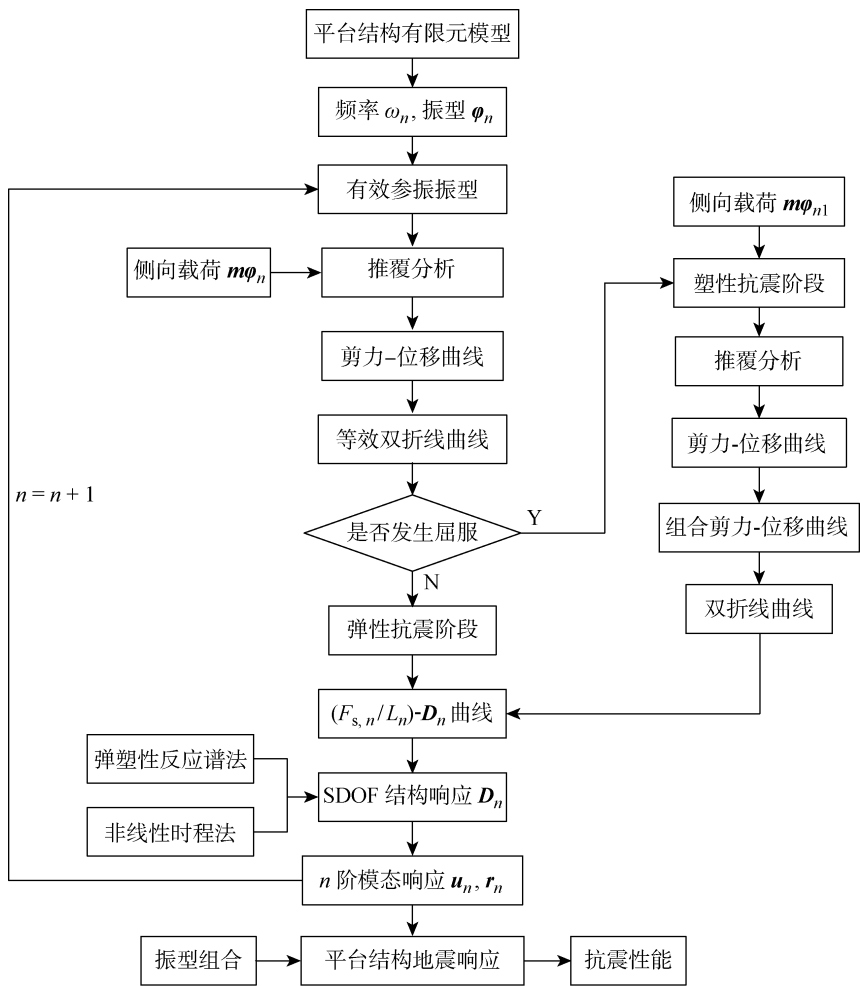


图 2 IMPA 法的基本流程图
Fig. 2 Basic flowchart of IMPA method

2.2 改进模态推覆法的有效振型

地震载荷作用下,海洋平台结构各阶振型对平台结构总体反应的贡献大小差异较大,如何选取合适的参振振型对于提高平台结构抗震性能评估的准确度和减小计算量具有重要的意义.目前,关于海洋导管架平台结构抗震设计过程中有效参振振型的选取没有具体规范,主要参考建筑结构抗震设计规范,即不考虑扭转时,若结构基本周期小于 1.5 s,可取 2~3 个振型,若基本周期大于 1.5 s 或高宽比大于 5 时,振型数可适当增加;考虑扭转时,可取前 9~15 个振型^[4],然而海洋导管架平台结构抗震性能与陆地建筑结构的差异较大,参考陆地建筑规范选取有效参振振型可能会导致较大的误差.因而,本文采用振型质量参与系数法确定有效参振振型,即保证所有参振振型的参与质量不小于平台结构总质量的 90%^[16].

平台结构 n 阶振型广义质量为

$$m_n = \boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{m} \boldsymbol{\varphi}_n \tag{9}$$

式中: m_n 为平台结构 n 阶振型广义质量.将式(9)两边分别乘以 γ_n^2 并求和,然后根据振型的正交性整理可得:

$$\begin{aligned} \sum_n \gamma_n^2 m_n &= \sum_n \frac{\mathbf{I}^T \mathbf{m} \boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{m} \mathbf{I} \boldsymbol{\varphi}_n}{\boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{m} \boldsymbol{\varphi}_n} = \\ \mathbf{I}^T \mathbf{m} \sum_n \gamma_n \boldsymbol{\varphi}_n &= \mathbf{I}^T \mathbf{m} \mathbf{I} = \sum_n m_n \end{aligned} \tag{10}$$

根据式(10),定义平台结构 n 阶振型参与质量为平台结构 n 阶振型广义质量与 n 阶振型参与系数平方的积,具体表达式为

$$m_{e,n} = \gamma_n^2 m_n \tag{11}$$

式中: $m_{e,n}$ 为平台结构 n 阶振型的参与质量.平台结构 n 阶振型质量参与系数 a_n 为

$$a_n = \frac{M_{E,n}}{\sum_n m_n} \tag{12}$$

将式(12)按照 x 、 y 和 θ 方向分解,即可得到平台结

构不同自由度下各阶振型质量参与系数,表达式为

$$a_{nx} = \frac{M_{E,nx}}{\sum_n m_n}, \quad a_{ny} = \frac{M_{E,ny}}{\sum_n m_n}, \quad a_{n\theta} = \frac{M_{E,n\theta}}{\sum_n J_n} \tag{13}$$

式中: $M_{E,nx}$ 和 $M_{E,ny}$ 分别为平台结构 n 阶振型参与质量在 x 方向和 y 方向上的分量; $M_{E,n\theta}$ 为 n 阶振型参与质量 θ 方向的转动惯量; J_n 为平台结构 n 阶振型的转动惯量.

3 算例分析

3.1 平台结构有效参振振型

以文献[1]中渤海某导管架平台为研究对象进行分析.该平台为 4 桩腿导管架平台,主要由桩腿、导管架和上部组块等构成,其中平台底部标高为 -15.0 m,上部组块顶部标高为 20.0 m.为充分了解该平台结构自振特性及其扭转效应,系统地分析了平台结构前 20 阶自振频率和模态振型特征,其中前 6 阶自振频率和模态振型如图 3 所示,其中 f 为频率.由图 3 可知,平台结构基本自振频率为 1.84 Hz,1 阶振型为平台沿 y 轴平动,2 阶振型为平台沿 x 轴平动,3~5 阶振型为平台绕 3 个坐标轴转动,6 阶振型为平台沿 z 轴平动.

根据式(13)分别计算平台结构 6 个自由度方向各阶振型质量参与系数,前 10 阶振型质量参与系数如表 1 所示,其中 a_{nz} 为 n 阶振型沿 z 方向的参与系数; $a_{r,nx}$ 、 $a_{r,ny}$ 和 $a_{r,nz}$ 分别为 n 阶振型沿 x 、 y 、 z 轴旋转方向参与系数.由表 1 可知,平台结构 x 方向振型质量参与系数在前 5 阶累计达到 98.89%, y 方向振型质量参与系数在前 4 阶累计达到 98.18%, z 方向振型质量参与系数在前 6 阶累计达到 95.78%, x 、 y 、 z 轴旋转方向振型质量参与系数在前 9 阶累计均达到 90% 以上,因而采用改进模态推覆法对该平台进行弹塑性抗震性能评估时,可选取前 9 阶或 9 阶以上振型作为有效参与振型.同时由于平台结构

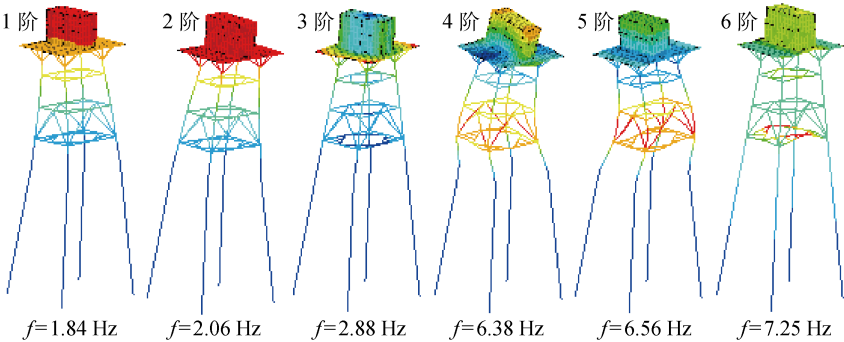


图 3 平台结构前 6 阶模态振型图
Fig. 3 First 6 modal shapes of platform

表 1 平台结构各阶模态振型质量参与系数表
Tab. 1 Mode mass participation factors of platform

<i>n</i>	<i>a_n</i> / %											
	<i>a_{nx}</i>	<i>a_{ny}</i>	<i>a_{nz}</i>	<i>a_{rx, nx}</i>	<i>a_{rx, ny}</i>	<i>a_{rx, nz}</i>	$\sum a_{nx}$	$\sum a_{ny}$	$\sum a_{nz}$	$\sum a_{rx, nx}$	$\sum a_{rx, ny}$	$\sum a_{rx, nz}$
1	0	81.54	0	41.22	0	0.03	0	81.54	0	41.22	0	0.03
2	82.76	0	0	0	33.19	0	82.76	81.54	0	41.22	33.19	0.04
3	0	0.02	0	0	0	78.86	82.76	81.55	0	41.22	33.19	78.90
4	0	16.63	0	50.80	0	0.01	82.76	98.18	0	92.02	33.19	78.90
5	16.13	0	0	0	47.34	0	98.89	98.18	0.01	92.02	80.53	78.90
6	0	0	95.77	0	0	0	98.89	98.18	95.78	92.02	80.53	78.90
7	0	0.01	0	0	0	20.17	98.89	98.19	95.78	92.02	80.53	99.07
8	0	1.05	0	0.22	0	0.03	98.89	99.24	95.78	92.24	80.53	99.10
9	0.31	0	0	0	9.58	0	99.21	99.24	95.79	92.24	90.11	99.10
10	0	0	0.06	0	0	0	99.21	99.24	95.85	92.24	90.11	99.10

地震响应主要集中于侧向 *x* 和 *y* 方向,其余方向地震响应相对较小,为减小计算量,仅考虑平台结构 *x* 和 *y* 两个方向的地震响应.进一步分析 *x* 和 *y* 方向振型的质量参与系数可发现,平台结构 *x* 方向振型质量参与系数主要集中于第 2、5、9 阶振型(累计振型质量参与系数为 99.20%),*y* 方向振型质量参与系数主要集中于 1、4、8 阶振型(累计振型质量参与系数为 99.22%),因而可忽略其余振型对平台结构 *x* 和 *y* 方向地震响应的影响,即计算以上 6 阶振型对应方向的地震响应,然后通过振型组合方法获得平台结构整体的地震响应.

3.2 设防烈度 8 度地震响应

选取设防烈度为 8 度的地震(50 年超越概率为 10%,峰值加速度 0.2*g*,*g* 为重力加速度),分别针对上述有效参振振型进行模态推覆分析,获得各阶模态振型下平台结构能力曲线和等效单自由度双折线.通过对平台结构各阶模态振型下顶点位移和基底剪力与等效屈服点(二折线交点)所对应的顶点位移和基底剪力之间的比较,判断不同模态振型下平台结构是否发生屈服,进入塑性抗震阶段,结果如表 2 所示.其中:*u_r* 为平台结构顶点位移;*V_b* 为基底剪力.

表 2 设防烈度 8 度地震下平台结构各阶模态振型响应
Tab. 2 Modal responses of platform at 8 degree seismic fortification intensity

模态振型编号	方向	等效屈服点响应		模态推覆响应		是否发生屈服
		<i>u_r</i> / cm	<i>V_b</i> / kN	<i>u_r</i> / cm	<i>V_b</i> / kN	
2	<i>x</i>	6.90	1.65×10 ³	3.19	676.00	否
5	<i>x</i>	7.03	1.04×10 ³	0.48	83.60	否
9	<i>x</i>	5.95	1.82×10 ³	0.09	7.32	否
1	<i>y</i>	6.82	1.64×10 ³	3.14	666.00	否
4	<i>y</i>	7.14	1.05×10 ³	0.46	81.30	否
8	<i>y</i>	4.87	2.24×10 ³	0.09	10.90	否

由表 2 可以看出,6 个模态振型下的平台结构顶点位移和基底剪力均小于对应的等效屈服点顶点位移和基底应力响应,平台结构没有发生屈服,因而在后续模态推覆分析过程中可采用统一的形状向量.

上述各阶模态振型下的平台结构 *x* 和 *y* 方向位移响应图如图 4 所示,其中:*h* 为平台结构垂向高度;*u* 为侧向位移.由图 4 可看出,平台结构 2 阶模态振型下的 *x* 方向位移和 1 阶振型下的 *y* 方向位移显著大于其余各阶模态振型下的位移响应,平台结构地

震响应以第 1 和 2 阶模态振型为主. 2 阶模态振型下平台结构 x 方向位移在导管架和上部组块区间段随着高度的增大而逐渐增大,而在导管架顶层和下甲板之间的斜撑区段,位移值随着高度的增大而减小,这主要是导管架和上部组块间质量和刚度矩阵的差异性所致;5 阶模态振型下, x 方向位移值为负,表明此时结构沿着 x 轴反方向振动;9 阶模态振型下, x 方向位移非常小,说明结构 x 方向的振动以第 2 和 5 阶模态振型为主,如图 4(a) 所示. 与 x 方向位移类似,1 阶模态振型下,平台结构 y 方向位移随着高度的增大而逐渐增大,且上部组块区间段的增大幅值小于导管架区间段;第 4 和 8 阶模态振型下, y 方向的位移值较小,结构 y 方向振动以第 1 阶模态振型为主,如图 4(b) 所示.

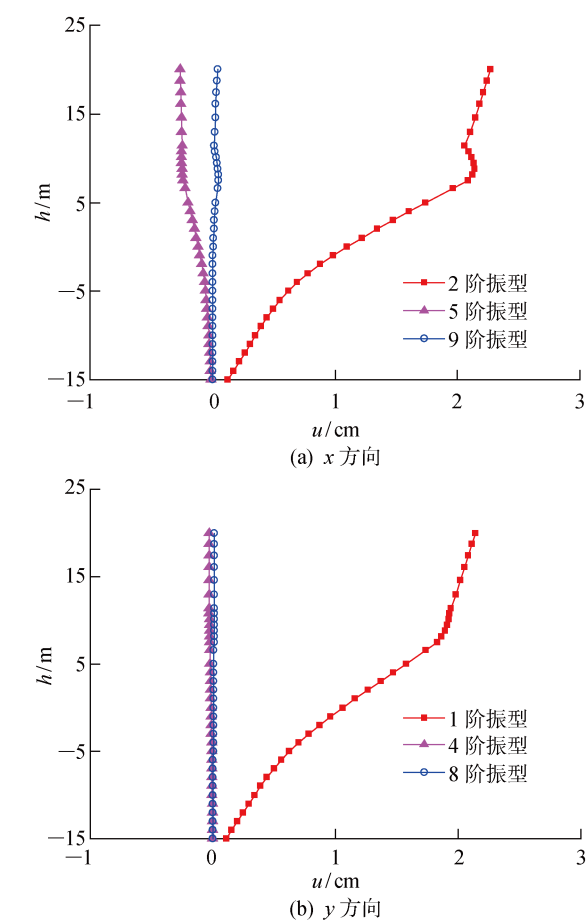


图 4 各阶模态振型下平台结构 x 和 y 方向位移图
Fig. 4 Displacement curves in x and y directions of platform in different modal shapes

采用平方和开平方根(SRSS)振型组合法,对各级振型下平台结构的地震响应进行组合,获得平台结构的整体地震响应,并分别与文献[1]中采用的能力谱法以及地震时程分析法结果进行比较验证. 其中,采用地震时程分析法时,地震时程则根据滩海环

境 III 类场地地震反应谱,从美国太平洋地震工程研究中心(PEER)的强震数据库选取谱值较为接近的“Humbolt Bay”地震波(P1)和“Parkfield”地震波(P2)进行分析. P1 和 P2 地震波的加速度谱值如图 5(a)所示. 其中: T 为周期; t 为时间; $S_{\ddot{u}_g}/g$ 为地震谱加速度. 由图 5(a)可看出,P1 和 P2 的地震加速度谱值在短周期范围内和地震设计谱值吻合将较好,但在长周期范围内均小于设计谱值,这主要是由于不同场地的地震波差异性较大,根据设计谱值,难以保证与所选地震加速度谱值完全吻合,对于平台结构,其自振周期主要集中于短周期内,因而保证输入地震波加速度谱在短周期内和设计谱吻合即可. 由于 P1 和 P2 的峰值加速度分别为 $0.036g$ 和 $0.054g$,需要对其加速度时程进行调幅,使得其峰值加速度达到 $0.2g$,采用等步长调幅法^[17]进行调幅,调幅后的地震加速度时程如图 5(b)所示.

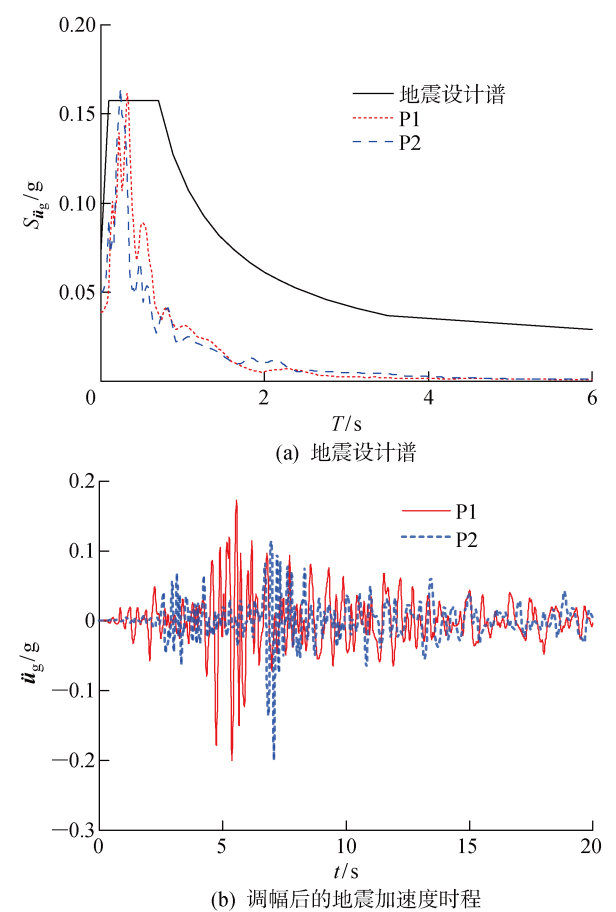


图 5 P1 和 P2 的地震加速度谱和时程
Fig. 5 Acceleration spectrums and time histories of P1 and P2 seismic

分别采用上述 3 种不同方法获得的平台结构地震位移和位移角(η)响应如图 6 所示. 由图 6 可知,平台结构的最大位移均位于平台结构顶层,最大位

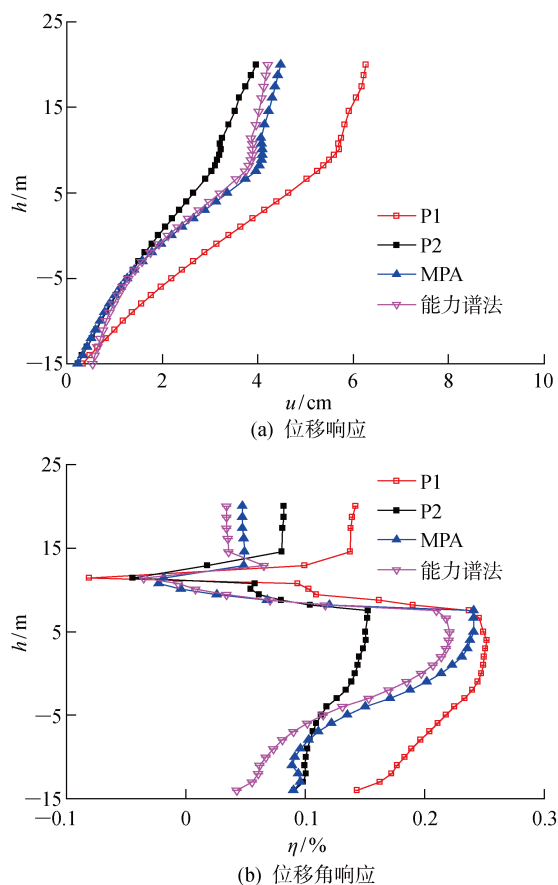


图 6 设防 8 度地震下的平台结构地震响应

Fig. 6 Seismic responses of platform at 8 degree seismic fortification intensity

移角均位于导管架顶端位置处。对比 MPA 法和能力谱法的位移响应可看出,在导管架下部区域,MPA 法位移响应小于能力谱法;在导管架中间区段,MPA 法和能力谱法的位移响应相差不大;在平台上部组块区域,MPA 法的位移响应则大于能力谱法,其中 MPA 法的位移最大值为 4.49 cm,能力谱法的位移最大值为 4.21 cm,前者比后者增大了约 6.65%,说明高阶振型对平台结构底部和上部组块结构的地震位移响应具有较大的影响,不可忽略。对比 P1 和 P2 地震时程分析法的位移响应可看出,不同地震时程作用下,平台结构的位移响应相差较大,其中 P2 地震位移响应在导管架区段和 MPA 法以及能力谱法的位移响应较为接近,在上部组块区段却小于 MPA 法和能力谱法的位移响应,而 P1 地震位移响应则远大于 P2、MPA 法以及能力谱法的位移响应。P1 地震最大位移响应为 6.27 cm, P2 地震最大位移响应为 3.97 cm, P1 最大位移比 P2 最大位移约增大了 58.12%,表明具有相同峰值加速度的不同输入地震时程,平台结构的地震位移响应表现出较大的离散性和差异性,如图 6(a)所示。

对比 3 种方法下的平台结构位移角响应可看出,平台结构的最大位移角均位于导管架顶端位置处,说明该位置处为平台结构的抗震薄弱环节,进行弹塑性抗震设计时需重点关注;MPA 法和能力谱法下,平台结构的位移角整体形状类似,且 MPA 法的位移角整体略大于能力谱法的位移角,其中 MPA 法最大位移角为 0.24%,能力谱法最大位移角为 0.22%,MPA 法最大位移角约增大了 9.31%,进一步表明高阶振型对平台结构抗震性能的影响;P1 和 P2 地震时程作用下,平台结构位移角随着高度的变化表现出更为复杂的变化趋势,其中 P1 地震位移角响应整体上大于 MPA 法和能力谱法位移角响应, P2 地震位移角响应在导管架下部区域略大于 MPA 法和能力谱法响应,在导管架中部区域小于 MPA 法和能力谱法响应,在上部组块区域则又大于 MPA 法和能力谱法响应,如图 6(b)所示。

3.3 罕遇烈度 8 度地震响应

由 3.2 分析可知,设防烈度 8 度地震作用下,平台结构没有发生屈服,处于弹性抗震阶段,为进一步研究平台结构弹塑性抗震性能,选取罕遇烈度 8 度的地震(50 年超越概率为 2%~3%,峰值加速度为 0.4g,水平地震最大影响系数为 1.2)进行抗震性能分析。根据前文所述的平台结构地震载荷作用下有效参振振型,分别开展模态推覆分析,获得各阶有效参振振型下平台结构能力曲线和等效单自由度双折线,并通过与等效屈服点的比较判断平台结构各阶振型下是否发生屈服,进入塑性抗震阶段,结果如表 3 所示。

由表 3 可看出, x 方向的第 2 阶模态振型和 y 方向的第 1 阶模态振型下平台结构发生屈服,进入塑性抗震阶段,其抗震形状向量发生改变,故需采用 IMPA 法进行弹塑性抗震性能分析。

分别采用 IMPA 法和 MPA 法,获得的平台结构在第 1 阶振型下 y 方向位移和第 2 阶模态振型下 x 方向位移的比较如图 7 所示。由图 7 可看出,两种方法下的平台结构 x 和 y 方向位移形状相似,其中在导管架部分,IMPA 法和 MPA 法的位移响应相差不大。但从导管架顶部到上部组块区域,IMPA 法的位移结果显著大于 MPA 法的位移结果。这主要是由于导管架的顶端位置处为抗震薄弱环节,结构在该位置处发生屈服进入塑性抗震阶段,使得导管架顶端上部组块位移显著增大所致。通过改变形状向量进行二次推覆分析的 IMPA 法,可较好地体现平台结构的弹塑性抗震性能特征,与平台结构的实际抗震状态较为吻合。

表 3 罕遇烈度 8 度地震下平台结构各阶模态振型响应

Tab.3 Modal responses of platform at 8 degree seismic rare intensity

模态振型编号	方向	等效屈服点响应		模态推覆响应		是否发生屈服
		u_r/cm	V_b/kN	u_r/cm	V_b/kN	
2	x	6.77	1.65×10^3	65.45	2.79×10^3	是
5	x	6.42	1.03×10^3	2.95	4.11×10^2	否
9	x	5.87	1.81×10^3	0.18	3.60×10^1	否
1	y	6.75	1.64×10^3	65.47	2.79×10^3	是
4	y	6.99	1.04×10^3	2.82	4.00×10^2	否
8	y	5.47	2.28×10^3	0.20	5.35×10^1	否

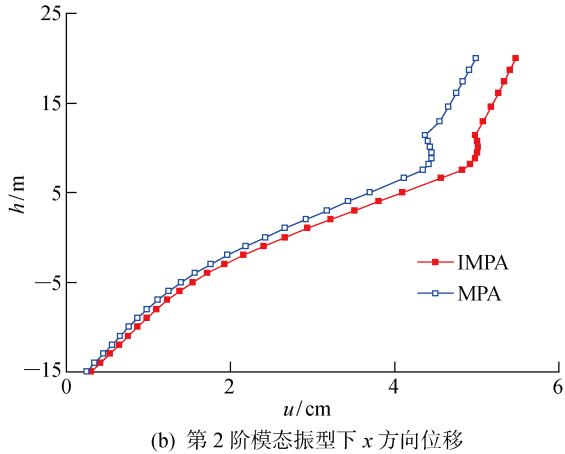
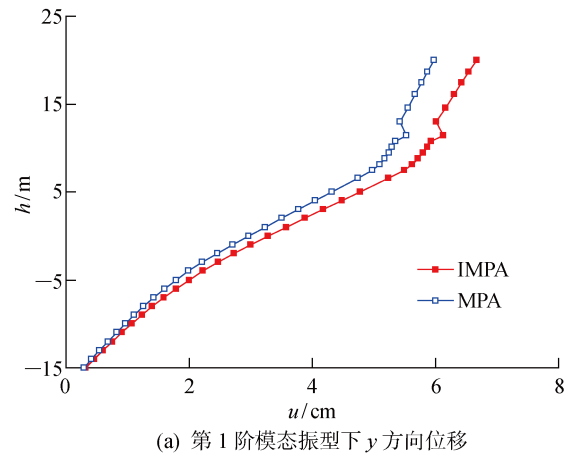


图 7 IMPA 法和 MPA 法分析结果比较图

Fig.7 Analysis results of IMPA and MPA methods

采用 SRSS 振型组合法组合获得的平台结构整体地震响应,并分别同 MPA 法、能力谱法和时程分析法进行比较,其中时程分析法输入地震波仍采用调幅至峰值加速度为 0.4g 的 P1 和 P2 地震波,结果如图 8 所示.由图 8(a)可看出,4 种方法下平台结构地震位移响应随高度变化趋势基本类似,位移最大值均发生在平台顶点处;对比能力谱、MPA 法和 IMPA 法平台结构位移可知,在导管架部分三者位移响应基本相等,但在上部组块区域,3 种方法的位

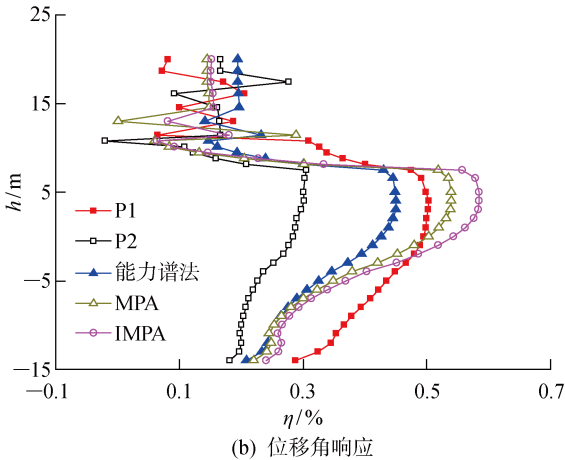
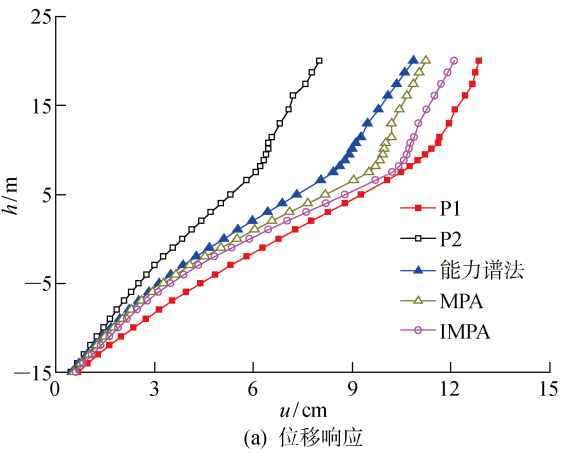


图 8 罕遇 8 度地震下平台结构的地震响应

Fig.8 Seismic responses of platform at 8 degree seismic rare intensity

移响应表现出明显的差异,其中 IMPA 法位移响应最大、MPA 法次之,能力谱法位移响应最小,这主要是由于随着高度增大,高阶振型影响逐渐增大以及平台结构塑性振动特性变化越来越明显所致. P1 和 P2 地震波时程分析法结果相差较大,其中 P1 地震波作用下平台结构的位移响应均大于能力谱、MPA 法和 IMPA 法位移响应,而 P2 地震波作用下平台结构位移却均小于其余 3 种方法的位移响应,

进一步体现了不同的输入地震动特性对于平台结构抗震性能评估产生的巨大影响. 对比4种方法平台结构的最大位移可知, IMPA法平台结构顶点的最大位移值为0.121 m, 比MPA法的最大位移增大了7.64%, 比能力谱法的最大位移增大了11.42%, 比P1地震时程法的最大位移减小了8.01%, 比P2地震时程法的最大位移增大了51.01%, 充分说明对于罕遇强震, 在无法获取准确的强震加速度时程情况下, 采用能力谱法和MPA法评估平台结构的弹塑性抗震性能均会产生较大误差, 建议采用IMPA法.

由图8(b)可知, 罕遇烈度8度地震作用下, 平台结构位移角表现出更为复杂的变化特征, 在导管架下部区域, P1地震时程法位移角最大, P2地震时程法位移角最小, IMPA法、MPA法和能力谱法基本相同, 在导管架上部区域则变为IMPA法位移角最大, MPA法、P1地震时程法、能力谱法和P2地震时程法依次次之, 在平台上部组块区域, 位移角表现出明显的波动性, 这主要是由于进入塑性抗震阶段后, 平台结构的振动特性变得更为复杂所致. 与设防烈度8度地震类似, 平台结构地震最大位移角也均位于导管架顶端位置处, 其中IMPA法最大位移角值为0.59%, MPA法为0.54%, 能力谱法为0.45%, P1地震时程法为0.50%, P2地震时程法0.30%, 均小于1%, 但此时平台结构已经发生屈服进入塑性抗震阶段, 与建筑结构工程中1%判据具有一定的差别, 这主要是由于平台结构冗余度大, 具有更高的侧向位移刚度, 所以其侧向位移角相对较小.

4 结论

(1) 高阶模态振型对于平台结构弹塑性抗震性能影响较大, 地震载荷作用下, 平台结构 x 方向振型质量参与系数主要集中于第2、5、9阶振型, 累计振型质量参与系数达99.20%, y 方向振型质量参与系数主要集中于第1、4、8阶振型, 累计振型质量参与系数达99.22%, 因而为保证平台结构弹塑性抗震性能精度, 需考虑平台结构前9阶或9阶以上的模态振型影响.

(2) 设防烈度8度地震下, 平台结构处于弹性抗震阶段, 最大位移和最大位移角分别位于平台结构顶点和导管架顶部, 表明导管架顶部为平台结构抗震薄弱环节, 需重点关注; 不同分析方法下平台结构的最大地震响应相差较大, MPA法最大位移和最大位移角分别为4.49 cm和0.24%, 比能力谱法

最大位移和最大位移角分别增大了6.65%和9.31%, 表明高阶振型对平台结构弹性抗震性能的影响.

(3) 罕遇烈度8度地震下, 平台结构发生屈服, 进入塑性抗震阶段, 结构最大位移和位移角仍分别位于平台顶点和导管架顶部, 其中IMPA法平台顶点最大位移为12 cm, 比MPA法和能力谱法分别增大了7.64%和11.42%, IMPA法导管架顶部最大位移角为0.59%, 比MPA法和能力谱法分别增大了9.26%和31.11%, 进一步表明高阶振型和位移形状向量对平台结构塑性抗震性能的巨大影响.

(4) 具有相同峰值加速度的不同地震时程下平台结构地震响应表现出明显的离散性和差异性, 当地震峰值加速度为0.2g时, P1和P2地震时程作用下平台结构顶点最大位移相差约58.12%; 当地震峰值加速度为0.4g时, 两者相差约60.47%. 因而在无法准确获取地震时程情况下, 时程分析法、能力谱法和MPA法均会产生较大误差, 建议采用IMPA法评估平台结构弹塑性抗震性能.

参考文献:

- [1] 刘红兵, 陈国明, 朱本瑞, 等. 基于能力谱法导管架平台抗震性能评估[J]. 中国石油大学学报(自然科学版), 2015, 39(5): 124-129.
LIU Hongbing, CHEN Guoming, ZHU Benrui, *et al.* Seismic performance evaluation for jacket platform based on capacity spectrum method[J]. *Journal of China University of Petroleum (Edition of Natural Science)*, 2015, 39(5): 124-129.
- [2] LI C, LI H N, HAO H, *et al.* Seismic fragility analyses of sea-crossing cable-stayed bridges subjected to multi-support ground motions on offshore sites[J]. *Engineering Structures*, 2018, 165: 441-456.
- [3] API. Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms—Working stress design: RP 2A-WSD[S]. 21st ed. Washington D. C., USA: American Petroleum Institute, 2007.
- [4] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB 50011-2016[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for seismic design of buildings: GB 50011-2016 [S]. Beijing: China Architecture Publishing & Media Co., Ltd., 2016.
- [5] ZOU Y, LIU H B, JING L P, *et al.* A pseudo-static method for seismic responses of underground frame

- structures subjected to increasing excitations [J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2017, 65: 106-120.
- [6] ZHOU B, HAN X S, TAN S K. A simplified computational method for random seismic responses of a jacket platform [J]. **Ocean Engineering**, 2014, 82: 85-90.
- [7] ZHOU X Y, GU M, LI G. Grouping response method for equivalent static wind loads based on a modified LRC method [J]. **Earthquake Engineering and Engineering Vibration**, 2012, 11(1): 107-119.
- [8] ZHOU J, JIANG Y, WANG L X, *et al.* A long-period elastic response spectrum based on the site-classification of Chinese seismic code [J]. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 2018, 115: 622-633.
- [9] 陈之毅, 谈忠傲, 楼梦麟. 地下结构抗震设计方法整体强制反应位移法 [J]. **同济大学学报(自然科学版)**, 2016, 44(8): 1145-1152.
- CHEN Zhiyi, TAN Zhong'ao, LOU Menglin. Integral forced displacement method for seismic design of underground structures [J]. **Journal of Tongji University (Natural Science)**, 2016, 44(8): 1145-1152.
- [10] KONSTANDAKOPOULOU F D, EVANGELINOS K I, NIKOLAOU I E, *et al.* Seismic analysis of offshore platforms subjected to pulse-type ground motions compatible with European Standards [J]. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 2020, 129: 105713.
- [11] Applied Technology Council. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings: Volume 1 [R]. Redwood City, CA, USA: Applied Technology Council, 1996.
- [12] Federal Emergency Management Agency. NEHPR commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings: FEMA Publication 274 [S]. Washington D. C., USA: Building Seismic Safety Council, 1997.
- [13] ZOLFAGHARI M R, AJAMY A, ASGARIAN B. A simplified method in comparison with comprehensive interaction incremental dynamic analysis to assess seismic performance of jacket-type offshore platforms [J]. **International Journal of Advanced Structural Engineering**, 2015, 7(4): 353-364.
- [14] CHOPRA A K, GOEL R K. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings [J]. **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, 2002, 31(3): 561-582.
- [15] LIU Y, KUANG J S, HUANG Q X. Extended spectrum-based pushover analysis for predicting earthquake-induced forces in tall buildings [J]. **Engineering Structures**, 2018, 167: 351-362.
- [16] ZHONG J, ZHANG J P, ZHI X D, *et al.* Identification of dominant modes of single-layer reticulated shells under seismic excitations [J]. **Thin-Walled Structures**, 2018, 127: 676-687.
- [17] 曲哲, 叶列平, 潘鹏. 建筑结构弹塑性时程分析中地震记录选取方法的比较研究 [J]. **土木工程学报**, 2011, 44(7): 10-21.
- QU Zhe, YE Lieping, PAN Peng. Comparative study on methods of selecting earthquake ground motions for nonlinear time history analyses of building structures [J]. **China Civil Engineering Journal**, 2011, 44(7): 10-21.

(本文编辑:石易文)