

DOI :10.3876/j.issn.1000-1980.2010.04.016

单柱式钢桥墩抗震性能校验方法

吉伯海^{1,2}, 陈冬华¹, 徐声亮¹, 葛汉彬³, 马 麟¹

(1.河海大学土木与交通学院,江苏 南京 210098;
2.河海大学水资源高效利用与工程安全国家工程研究中心,江苏 南京 210098;
3.名城大学理工学部,日本 名古屋 468-8502)

摘要:针对地震作用下钢桥墩的抗震设计问题,首先确定抗震性能校验流程,提出了单柱式钢桥墩性能目标确定方法,其次根据各级抗震性能与损伤级别的对应关系,分析设计荷载产生的设计反应值和结构设计限值的求解问题,建立了结构安全性和震后可使用性的校验公式,给出了采用位移或应变 2 种性能指标进行校验的限制条件,最后通过单柱式钢桥墩抗震性能校验实例,说明钢桥墩基于性能的抗震校验方法的可靠性。结果表明,与现行校验方法相比,基于性能的抗震校验方法概念清晰、精度较高,易于在工程中推广应用。

关键词:性能目标;单柱式钢桥墩;抗震性能;校验方法

中图分类号: TU318.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-1980(2010)04-0436-06

钢桥墩是上部结构与基础的连接部件和力传递路径,桥墩的安全直接关系到桥梁和交通线路的安全运营^[1]。单一的基于强度的抗震设计方法,在保障生命安全方面具有较好的效果,但是结构本身的破坏以及由此导致的经济损失却较为严重^[2-4]。20 世纪 90 年代美国学者提出的基于性能的抗震设计理论,受到工程抗震设计和研究者的高度关注,并得到了广泛的应用^[5-6]。我国于 2004 年颁布的 CECS160—2004《建筑工程抗震性态设计通则》^[7]和 2008 年 10 月 1 日实施的 JTG/T B02—01—2008《公路桥梁抗震设计细则》^[8]就采用了基于性能的抗震设计思想,并提出了多水准、多设防目标和多阶段的抗震设计原则,且对延性抗震设计作出了明确规定。

基于性能的抗震设计方法,以结构变形作为抗震设计的性能指标,将结构发生破坏的变形极限值作为判断结构是否处于安全状态的指标,并认为地震引起的变形反应值比变形极限值小,则结构处于安全状态。这种校验方法既合理又可靠^[9]。变形表现在位移和应变 2 个方面,钢结构抗震设计可采用位移或应变为指标的校验方法,对位移或应变校验指标设定明确的限制条件。本文首先将单柱式钢桥墩简化为单自由度体系,根据钢桥墩结构的重要性级别设定其在偶遇地震作用下的抗震性能水平,由抗震性能水平确定其损伤级别,然后选用位移性能指标进行抗震性能校验。

1 基本概念与流程

1.1 抗震性能目标和损伤级别的确定

1.1.1 抗震性能目标的确定

首先采用基于性能的抗震设计方法,将地震作用水平分为 2 种,即生命周期内发生的超越概率较高的常遇地震和在生命周期内发生的超越概率较低的偶遇地震,然后按照结构的重要程度,将结构分为 3 种,即普通结构、重要结构和最重要结构,将抗震性能水平分为 4 种,即抗震性能水平 1、抗震性能水平 2、抗震性能水平 3 和抗震性能水平 4,并给出相应的抗震性能目标,如表 1 所示。

1.1.2 损伤级别的确定

对于常遇地震作用,要求各种结构均不出现屈服,处于弹性无损伤阶段,进行容许应力设计^[9];对于偶遇

地震作用,进行弹塑性设计,即考虑结构屈服以后的塑性变形性能.上述设计,最重要结构允许出现轻微损伤,重要结构允许出现中等损伤,普通结构允许出现大规模损伤而不允许出现结构性破坏.据此,可以给出与抗震性能水平相对应的结构损伤级别,如表 2 所示.

表 1 抗震性能目标

Table 1 Seismic performance objects			
地震作用水平	普通结构	重要结构	最重要结构
常遇地震	抗震性能水平 1	抗震性能水平 1	抗震性能水平 1
偶遇地震	抗震性能水平 4	抗震性能水平 3	抗震性能水平 2

表 2 结构损伤级别

Table 2 Damage levels corresponding to seismic performances				
抗震性能水平	1	2	3	4
损伤级别	①	②	③	④

注:损伤级别①表示结构无损伤,损伤级别②表示结构轻微损伤,损伤级别③表示结构中等级损伤,损伤级别④表示结构大规模损伤.

1.2 变形限值和反应值的确定

在单柱式钢桥墩的顶部施加相当于上部结构重量的恒定竖向荷载 P ,并向顶部施加模拟地震力作用的水平反复荷载 H ,则可得到钢桥墩顶部水平荷载 H -水平位移 δ 滞回曲线包络线,如图 1 所示.将图 1 水平荷载峰值点 $H_{\max}$ 之后的 $0.95H_{\max}$ 点作为极限点,将极限点的位移设定为极限位移 δ_u ,以 δ_u 作为区分钢桥墩安全和破坏的分界点.当 $\delta < \delta_u$ 时,钢桥墩处于安全状态;当 $\delta > \delta_u$ 时,钢桥墩处于破坏状态.另外,还可以通过图 1 屈服点所对应的位移 δ_y 来确定钢桥墩的损伤级别.当 $\delta < \delta_y$ 时,钢桥墩的损伤级别为①;当 $\delta_y \leq \delta < 2.8\delta_y$ 时,钢桥墩的损伤级别为②;当 $2.8\delta_y \leq \delta < 5.3\delta_y$ 时,钢桥墩的损伤级别为③;当 $5.3\delta_y \leq \delta < \delta_u$ 时,钢桥墩的损伤级别为④.地震作用下结构的反应值通过复合非线性动力分析来确定.

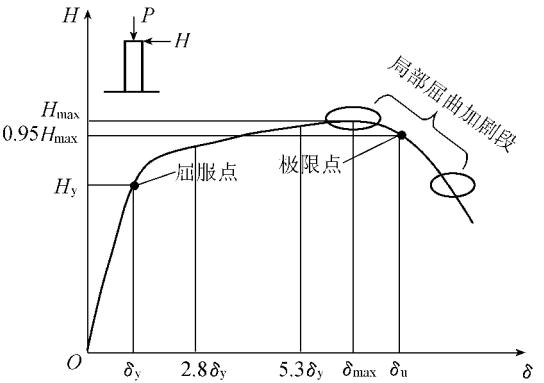


图 1 反复荷载作用下钢桥墩的水平荷载-水平位移滞回曲线包络线

Fig. 1 Horizontal load-displacement curves of steel piers under cyclic loads

1.3 抗震性能校验公式

设钢桥墩的设计限值为 R_d ,设计荷载产生的设计反应值为 S_d ,如果 R_d 与 S_d 之间存在一项系数 γ_i (γ_i 也称为结构系数,取值范围为 1.0~1.2)并满足不等式

$$\gamma_i \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0$$

(1)

则钢桥墩可满足安全性及震后可使用性性能目标的要求.式 (1)即为抗震性能校验公式,其中

$$R_d = \frac{1}{\gamma_b} R$$

(2)

$$S_d = \sum \gamma_a S$$

(3)

式中: γ_b ——构件系数,根据制作、施工偏差,强度分析模型不确定性以及极限状态的特性等确定; γ_a ——结构分析系数,根据结构分析模型的不确定性确定; R ——结构的限值,根据材料强度及结构形式等确定; S ——结构的反应值.

1.4 抗震性能校验流程

结合 1.1~1.3 基于性能的抗震校验的基本概念,建立钢桥墩抗震性能校验流程,如图 2 所示.

根据图 2 所示校验流程,首先确定抗震性能目标和损伤级别,设定分项系数,然后建立合适的分析模型并选择合适的本构模型对结构进行计算和振型模态分析,再由模态分析结果计算阻尼系数.阻尼系数的计算根据分析对象的不同,分别选用不同的阻尼计算公式,如质量比例型、刚度比例型和瑞雷型

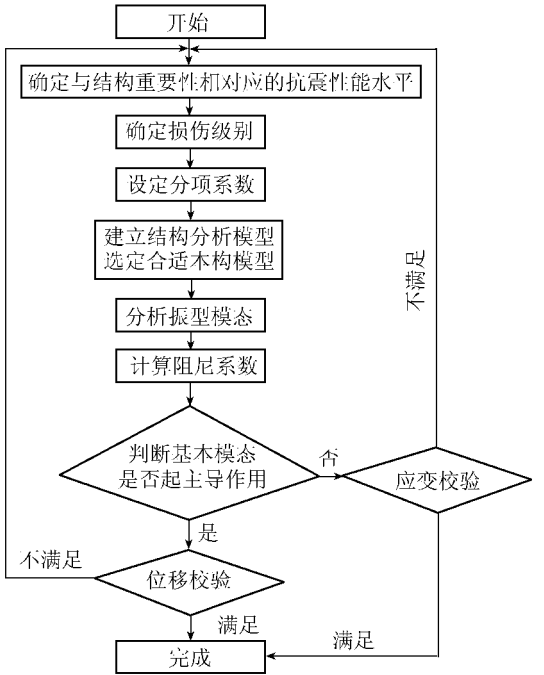


图 2 抗震性能校验流程

Fig. 2 Process of performance-based seismic check

阻尼计算公式.当采用位移校验法进行校验时,基本模态必须起主导作用,即式(4)必须成立.

$$\frac{M_{\text{eff}}}{M_{\text{total}}} > 0.75 \tag{4}$$

式中: M_{eff} ——基本模态的有效质量; M_{total} ——基本模态的整体质量.当高阶振型的影响很大,或者低、高阶振型混合影响时,式(4)不成立,应采用应变校验法进行校验.由于单柱式钢桥墩可以简化为单自由度体系,其基本模态起主导作用,因而可采用位移校验法对其抗震性能进行校验.具体方法是:(a)根据式(2)和式(3)确定 R_d 与 S_d ;(b)将 R_d 与 S_d 的计算结果代入式(1)进行计算;(c)根据式(1)计算结果判断 R_d 与 S_d 是否满足抗震性能目标的要求;(d)根据上一步判断结果决定是否结束抗震校验过程.由于结构的抗震性能主要反映在结构安全性和震后可使用性2个方面,因而需要对这2项性能分别进行校验.

2 安全性校验方法

2.1 安全性概念

结构安全性是描述地震发生时,桥梁屈服、不稳定和破坏等情况的一种指标.考察结构安全性,关键是考察桥梁力、位移、能量等相关指标的变化.对钢桥墩而言,结构安全性校验就是根据计算得到的 S_d 与由结构重要性确定的 R_d 的比较进行校验.

2.2 钢桥墩位移限值的计算方法

用位移作为校验指标对结构安全性进行校验,限值 R 就是桥墩的极限位移 δ_u . δ_u 可采用以下计算方法^[9]进行计算.

a. 利用屈服水平位移与极限位移的关系计算桥墩的极限位移 δ_u .对未填充混凝土的单柱式钢桥墩(包括上部结构重量偏心作用的桥墩)而言,无加劲箱形截面的极限位移计算公式为

$$\frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0.0670}{[(1 + P/P_y) R_f \sqrt{\bar{\lambda}}]^{3.5}} + 2.6 \quad (0.3 \leq R_f \leq 0.9, 0.25 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5, 0 \leq P/P_y \leq 0.2) \tag{5}$$

加劲箱形截面的极限位移计算公式为

$$\frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0.0147}{[(1 + P/P_y) R_f \sqrt{\bar{\lambda}}]^{3.5}} + 4.20 \quad (0.3 \leq R_f \leq 0.7, 0.25 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5, 0 \leq P/P_y \leq 0.2) \tag{6}$$

$$\frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0.25}{(1 + P/P_y) R_f \sqrt{\bar{\lambda} \bar{\lambda}'_s}} + 2.31 \quad (0.25 \leq R_f \leq 0.56, 0.20 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5, 0 \leq P/P_y \leq 0.3) \tag{7}$$

式中: P ——与上部结构重量相等的垂直荷载; P_y ——全截面屈服轴力; R_f ——宽厚比参数; δ_y ——屈服水平位移; $\bar{\lambda}$ ——柱的长细比参数; $\bar{\lambda}'_s$ ——修正的加劲肋长细比参数.

b. 利用极限位移判断准则^[9]来计算桥墩的极限位移 δ_u .极限位移判断准则(又称构件段破坏准则)为:如果沿构件长度方向预计出现局部屈曲区域内的受压区最外缘的平均压应变达到由复合非线性分析计算出的构件极限压应变 ϵ_u ,则结构达到极限状态.预计出现局部屈曲区域又可称为有效破坏长度范围.对无加劲箱形截面而言,极限位移判断准则的数学表达式为

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.24}{(R_f - 0.2)^{2.8} (1 + N/N_y)^{2.4}} + \frac{2.8}{(1 + N/N_y)^{0.6}} \leq 20 \quad (0.2 \leq R_f \leq 0.7, 0 \leq N/N_y \leq 1.0) \tag{8}$$

对加劲箱形截面而言,极限位移判断准则的数学表达式为

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.7}{(R_f \bar{\lambda}_s^{0.18} - 0.18)^{3.3} (1 + N/N_y)^{2.2}} + \frac{3.2}{1 + N/N_y} \leq 20 \quad (0.3 \leq R_f \leq 0.5, 0 \leq N/N_y \leq 1.0) \tag{9}$$

式中: ϵ_u ——极限压应变; ϵ_y ——屈服应变; N ——轴力; N_y ——全截面屈服轴力.

2.3 钢桥墩地震反应值的计算方法

反应值 S ,以位移作为校验指标即为 δ_{max} . δ_{max} 是利用梁单元进行非线性动力分析而求得的最大反应位移.具体计算方法有以下3种:

a. 对于单自由度体系结构,先利用Pushover分析得出的水平荷载-水平位移关系生成双直线型或三直线型随动强化恢复力模型,然后进行复合非线性动力分析.

- b. 对于基本模态起主导作用的多自由度体系结构, 先利用 Pushover 分析结果生成等效单自由度体系 (ESDOF) 结构与恢复力模型, 然后进行复合非线性动力分析.
- c. 直接进行复合非线性动力分析.

3 震后可使用性校验方法

3.1 震后可使用性概念

震后可使用性是描述地震发生后结构损坏情况的一种指标. 考察震后可使用性, 关键在于考察结构功能保持到什么程度, 需要多久才能恢复. 对钢桥墩而言, 结构震后可使用性校验就是通过地震后的残余位移 δ_R 与根据结构重要性和假定的地震动作用确定的残余位移限值 δ_{limR} 的比较进行校验.

3.2 残余位移的计算方法

残余位移的计算方法有 2 种 (a) 根据地震反应分析结果计算残余位移 (b) 利用残余位移与最大反应位移之间的相关性, 由最大反应位移计算残余位移. 文献 10 利用混合型地震反应试验结果以及通过精确本构模型进行地震反应分析计算得到的结果, 导出了未填充混凝土桥墩最大反应位移与残余位移之间关系的表达式

$$\frac{\delta_R}{h} = \frac{1}{200} \left(\frac{\delta_{max}}{\delta_y} \right)^{0.75} - \frac{3}{400} \quad (s = 0.00339)$$

(10)

以及部分填充混凝土桥墩最大反应位移与残余位移之间关系的表达式

$$\frac{\delta_R}{h} = \frac{1}{400} \left(\frac{\delta_{max}}{\delta_y} \right)^{0.7} - \frac{1}{500} \quad (s = 0.00303)$$

(11)

式中: δ_R ——地震后的残余位移; h ——桥墩高度; δ_{max} ——最大反应位移; s ——标准差.

根据式 (10) 和式 (11) 可以求出与最大反应位移 δ_{max} 相对应的残余位移 δ_R .

3.3 残余位移限值的确定方法

采用文献 10 残余位移限值确定方法, 用桥墩顶点的水平位移来表示残余位移限值, 得到与损伤级别 ①、②、③ 相对应的单柱式钢桥墩残余位移限值 δ_{limR} , 分别为 $h/1000$ 、 $h/300$ 、 $h/100$. 由于不考虑大规模损伤的修复性能, 故未给出损伤级别 ④ 对应的单柱式钢桥墩残余位移限值 δ_{limR} .

4 校验实例

4.1 分析模型

桥墩截面尺寸如图 3(a) 所示, 假设截面形状为正方形, 翼缘和腹板的宽厚相等. 单柱式钢桥墩的结构模型如图 3(b) 所示, 假设钢桥墩未填充混凝土且截面无加劲.

根据结构模型和截面尺寸建立有限元模型 (图 3(c)) 并进行 Pushover 分析与动力时程反应分析. 有限元模型采用梁单元和双直线型本构关系, 不考虑地基弹簧作用, 并假设桥墩下端完全固定. 本例未填充混凝土的单柱式钢桥墩, 柱下端与墩连接部位为有效破坏长度区域, 易发生局部屈曲. 抗震性能校验就是对有效破

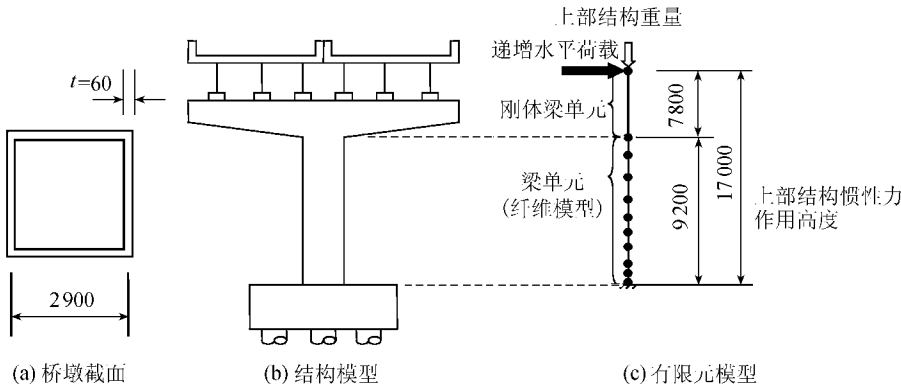


图 3 桥墩分析模型(单位 mm)

Fig. 3 Analytic models for steel pier(unit mm)

坏长度区域内的结构损伤度进行校验. 为确保计算结果具有足够的精度, 该区域至少需要分割成 3 个单元.

本例箱形截面的有效破坏长度应等于 0.7 倍的截面翼缘板宽度, 即 $2\,900\text{ mm} \times 0.7 = 2\,030\text{ mm}$. 对钢桥墩进行特征值分析, 获取前 2 阶特征频率. 采用瑞雷型阻尼计算公式计算得到的阻尼系数为 0.01. 因为单柱式钢桥墩可以简化为单自由度体系结构, 所以直接采用位移校验法进行抗震性能校验.

4.2 最大位移反应值和极限位移的计算结果

由 Pushover 分析结果(表 3)可知, 极限位移为 630 mm.

表 3 Pushover 分析结果						
Table 3 Analytic results of Pushover						
P/MN	H_y/MN	H_u/MN	δ_y/m	δ_u/m	弹性刚度 $K_1/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-1})$	二次刚度 $K_2/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-1})$
16	9.836	13.458	0.125	0.630	81\,235	2\,476

以 Pushover 分析结果为基础, 生成双直线型恢复力模型, 如图 4 所示.

将该双直线型恢复力模型作为本例单柱式钢桥墩的恢复力模型, 采用 3 种设计地震动输入的标准波形进行动力时程反应分析, 得到最大位移反应值. 图 5 为其中一种地震波的位移时程. 3 种地震波的最大位移反应值的平均值为 282 mm.

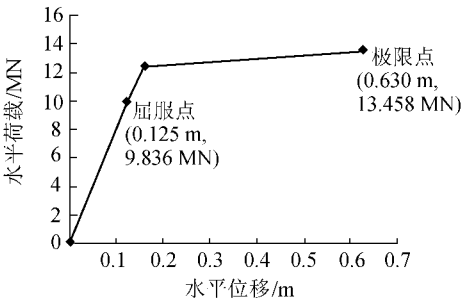


图 4 由 Pushover 分析结果得到的双直线型恢复力模型

Fig. 4 Bilinear model of restoring force derived from Pushover analysis

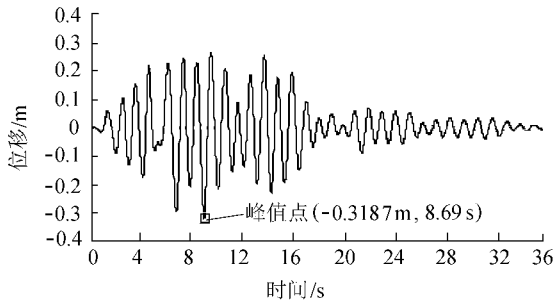


图 5 动力时程反应分析结果

Fig. 5 Analytic results of dynamic time history response

4.3 残余位移限值和残余位移的计算结果

将最大位移反应值代入式(10), 计算得出残余位移为 29 mm. 目标桥墩在偶遇地震作用下应该满足抗震性能水平 3 的要求, 抗震性能水平 3 对应的损伤级别为③, 据此算得残余位移的限值为 170 mm.

4.4 抗震性能校验结果

根据最大位移反应值和残余位移限值计算结果以及给定的分项系数($\gamma_i = 1$)对目标桥墩进行校验, 校验结果如表 4 所示. 从表 4 可知, 校验结果满足式(1)的设定要求. 这说明本例中的钢桥墩能够满足并充分确保其所要求的抗震性能.

表 4 校验结果									
Table 4 Check results									
校验项目	δ_u/mm	$\delta_{\text{limR}}/\text{mm}$	γ_b	R_d/mm	$\delta_{\text{max}}/\text{mm}$	δ_R/mm	γ_a	S_d/mm	$\gamma_i S_d/R_d$
结构安全性	630		1.32	477	282		1.05	296	0.62
地震后可使用性		170	1.10	155		29		30	0.19

5 结 语

本文应用基于性能的抗震设计方法的基本理论, 提出了钢桥墩抗震性能目标的确定方法, 并建立了 4 级抗震性能水平与 4 级损伤度水平的对应关系. 通过单柱式钢桥墩的抗震性能校验实例, 阐述了基于性能抗震设计方法中位移校验法的具体步骤, 给出了使用位移校验法时基本振型有效质量必须占 75% 以上的适用条件, 并提出了使用 Pushover 分析与动力时程分析相结合求解结构设计限值与设计反应值的方法. 研究结果表明, 性能校验型抗震设计方法的性能目标明确, 与现行设计方法相比, 优势明显.

参考文献：

[1] 范立础.桥梁抗震[M].上海 :同济大学出版社 ,1997.

[2] 范立础,王君杰.桥梁抗震设计规范的现状与发展趋势[J].地震工程与工程振动 ,2001 ,21(2) :70-77.(FAN Li-chu ,WANG Jun-jie.Design code for earthquake-resistance of bridges : current situation and trend[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration , 2001 ,21(2) :70-77.(in Chinese))

[3] 程耿东,李刚.基于功能的结构抗震设计中一些问题的探讨[J].建筑结构学报 ,2000 ,21(1) :5-11.(CHENG Geng-dong , LI Gang.Some key problems on performance-based seismic design[J]. Journal of Building Structures , 2000 ,21(1) :5-11.(in Chinese))

[4] 朱晔,江辉.桥梁墩柱基于性能的抗震设计方法[J].土木工程学报 ,2009 ,42(4) :86-92.(ZHU Xi ,JIANG Hui.Performance-based seismic design method for RC bridge piers[J]. China Civil Engineering Journal , 2009 ,42(4) :86-92.(in Chinese))

[5] SEAOC Committee. Performance-based Seismic engineering of building[R]. Sacramento :Structural Engineers Association of California , Sacramento , California , USA , 1995 .

[6] 王亚勇.我国 2000 年工程抗震设计模式规范基本问题研究综述[J].建筑结构学报 ,2000 ,21(1) :2-4.(WANG Ya-yong. A survey of fundamental problems in national seismic design code in 2000[J]. Journal of Building Structures , 2000 ,21(1) :2-4.(in Chinese))

[7] CECS160—2004 建筑工程抗震性态设计通则[S].

[8] JTG/TB02—01—2008 公路桥梁抗震设计细则[S].

[9] 宇佐美勉.钢桥抗震与损伤控制设计指南·基础篇[K].吉伯海,高圣彬,译.南京 :河海大学出版社 ,2008.

[10] 土木学会钢构造委员会·钢构造物の耐震 讨小委员会.耐震用高机能钢材とハイダクティリティ 构造[M].东京 :土木学会出版社 ,2000.

Check method for seismic performances of single-column type steel piers

JI Bo-hai^{1,2} , CHEN Dong-hua¹ , XU Sheng-liang¹ , GE Han-bin³ , MA Lin¹

- (1. College of Civil and Transportation Engineering , Hohai University , Nanjing 210098 , China ;
2. National Engineering Research Center of Water Resources Efficient Utilization and Engineering Safety ,
Hohai University , Nanjing 210098 , China ;
3. Faculty of Science and Technology , Meijio University , Nagoya , 468-8502 , Japan)

Abstract：For the seismic design problems of steel piers under earthquakes , firstly , the basic process about the performance-based seismic check (PBSC) method was determined , and the verification method for performance object of single-column type steel pier was put forward . Then , according to the correlation between the seismic performances and damage levels , how to determine the seismic response caused by the design load and the design ultimate value of structure was analyzed . The check formulas of structural safety after earthquakes were established . The constraint conditions were given by verifying two performance factors of displacement and strain . Finally , a check case of seismic performances of a single-column type steel pier structure verified the reliability of the PBSC method . It is concluded that compared with the existing check methods , the PBSC method is of clear concept , high precision and easily applied in projects .

Key words：performance object ; single-column type steel pier ; seismic performance ; check method