

文章编号: 1674—8247(2019)01—0034—05  
DOI:10.12098/j.issn.1674-8247.2019.01.007

## 圆端空心墩地震损伤评估及抗震性能目标研究

吴维洲<sup>1</sup> 邵长江<sup>2</sup> 胡晨旭<sup>2</sup> 章健华<sup>1</sup>

(1. 成兰铁路有限责任公司, 成都 610032; 2. 西南交通大学, 成都 610031)

**摘要:**损伤评估方法是结构抗震性能研究的重要课题,也是确定结构抗震性能目标的基础。文章在系统梳理现有抗震评估方法的基础上,根据铁路圆端空心墩拟静力试验的实测滞回曲线,通过计算不同荷载等级下的损伤累积耗能和位移延性比,采用 Park - Ang 类损伤模型定量分析圆端空心墩的震损情况,结合实际桥墩加载过程中的损伤情况,对比研究了各损伤模型的优劣。基于曾华武模型建立了地震损伤水平与实测位移比的关系,实现了圆端空心墩抗震性能目标的量化。

**关键词:**圆端空心墩; 拟静力试验; 滞回曲线; Park-Ang 模型; 损伤评估方法

**中图分类号:**U442.55 **文献标志码:**A

## Seismic Damage Assessment and Performance Objective Study of Round-end Hollow Piers

WU Weizhou<sup>1</sup> SHAO Changjiang<sup>2</sup> HU Chenxu<sup>2</sup> ZHANG Jianhua<sup>1</sup>

(1. Chengdu - Lanzhou Railway Co., Ltd., Chengdu 610032, China;

2. Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

**Abstract:** The damage assessment method is an important subject in the study of seismic performance of structures, and it is also the basis for determining the objective of seismic performance of structures. On the basis of systematically collating the existing seismic damage assessment methods, according the measured hysteretic curves of pseudo-static test of round-end hollow piers, the ration of accumulated damage energy dissipation to displacement ductility are calculated under different load levels. Then Park-Ang damage assessment model is used to quantitatively analyze the damage status of the round-end hollow piers and in combination with the actual damage situation of pier during loading, the comparative study on the advantages and disadvantages of various damage models is conducted. Based on Zeng Huawu's model, the ratio relationship of seismic damage level to measured displacement is established, which helps to quantify the seismic performance objective of round-end hollow piers.

**Key words:** round-end hollow pier; pseudo-static test; hysteretic curve; Park-Ang model; damage assessment method

桥墩地震损伤机理和状态评估方法是混凝土桥墩抗震研究的重要内容,能够快速准确的定量震损结构的损伤等级,进而确定抢修策略及维修加固方法,是震后抢险救灾、抢通保通的关键性基础问题,也是灾后重

建、恢复经济、发展生产的重要技术和理论手段。因而,运用合理方法定量描述结构的地震损伤,对结构的抗震设计以及损伤评估至关重要。

空心墩是山区高墩大跨桥梁的优选墩型,如何评

收稿日期:2018-05-31

作者简介:吴维洲(1966-),男,高级工程师。

引文格式:吴维洲,邵长江,胡晨旭,等. 圆端空心墩地震损伤评估及抗震性能目标研究[J]. 高速铁路技术,2019,10(1):34-38.

WU Weizhou, SHAO Changjiang, HU Chenxu, et al. Seismic Damage Assessment and Performance Objective Study of Round - end Hollow Piers [J]. High Speed Railway Technology, 2019, 10(1): 34 - 38.

估在强震区铁路高墩桥梁在未来地震下的损伤情况,给出抗震设计的性能目标,对于提升此类桥梁的抗震性能具有重要意义。国内外学者已经发展了多种地震损伤模型,主要包括强度准则、延性损伤、刚度退化损伤、变形损伤、低周疲劳损伤、能量损伤等单参数损伤模型。随着实际震害经验的增加,人们逐渐认识到单一超破坏或累积损伤难以真实反应构件的破坏机理。基于上述认识,各国学者相继提出了大量双参数地震损伤模型。

Park 和 Ang<sup>[1]</sup>最早根据试验资料提出了以最大位移和累积滞回耗能为参数的损伤模型,引领了双参数损伤模型的研究热潮,但因采用位移与能量的线性组合,存在位移项对破坏状态损伤指标的影响随位移的增大而减小、能量项对破坏状态损伤指标的影响随位移的增大而增大、上下界不收敛、极限损指标大于1.0等问题,其他研究人员从不同角度提出了改进模型,如 Kunnath<sup>[2]</sup>等引入构件屈服变形的改进模型;王东升<sup>[3]</sup>等人基于加载路径有关的能量项加权因子模型;Kumar<sup>[4]</sup>等人考虑加载历程的模型;牛荻涛<sup>[5]</sup>等人的变形与耗能的非线性组合模型;李军旗<sup>[6]</sup>等人损伤变量变化率与强度衰减率成正比模型;傅剑平<sup>[7]</sup>等人针对位移引进指数函数调节项的模型;付国<sup>[8]</sup>等人的耗能分解为有效耗能与无效耗能的模型;罗文文<sup>[9]</sup>等人基于 Miner 准则的模型;陈林之<sup>[10]</sup>等人考虑上下界不收敛问题和模型;曾武华<sup>[11]</sup>等人基于标准化塑性变形与标准化累积滞回耗能组合模型,这些模型虽然形式多样,但从根本上均认为损伤指数是正则化最大变形和滞回能耗的线性叠加,能够同时考虑变形与滞回耗能对构件损伤的影响,使得计算公式简单易行,能够在构件层次上反映结构的损伤特性。因此,被广泛用于各类结构或构件的地震损伤评估。

鉴于空心墩与实心墩力学性能的差异,以及不同的损伤模型适用范围不同,上述基于钢筋混凝土实心墩柱试验结果建立的损伤模型对空心墩的适用性尚不明确。为准确评估地震荷载作用下空心墩的损伤状态,需对既有损伤模型进行深入的研究,从而得出铁路圆端空心墩地震损伤评估的推荐公式和评估方法。

## 1 损伤评估模型

根据上述文献,在已有的钢筋混凝土结构、构件损伤模型中,基于变形与能量的 Park-Ang 损伤模型应用范围最广,以下分别介绍该模型及其改进形式。

Park 和 Ang 较早注意到刚度退化的影响,根据大量梁柱构件的破坏试验,提出了最大变形-累积耗能

的线性组合损伤模型<sup>[1]</sup>,开启了地震损伤评估方法的研究热潮。

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{\int dE}{F_y \delta_u} \quad (1)$$

式中: $\delta_m$ ——构件在地震下的最大变形;

$\delta_u$ ——构件在单调荷载下的极限变形能力;

$F_y$ ——构件的屈服强度;

$dE$ ——塑性应变能的增量。

参数  $\beta$  如下:

$$\beta = (-0.357 + 0.73\lambda + 0.24n_0 + 0.31\rho_t)0.7^{p_w} \quad (2)$$

式中: $\lambda$ ——剪跨比;

$n_0$ ——轴压比;

$\rho_t$ ——配筋率;

$\rho_w$ ——配箍率。

Kunnath 等人在 Park-Ang 模型基础上,考虑构件屈服变形  $\delta_y$  的影响,提出了改进模型的形式<sup>[2]</sup>:

$$D = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} + \beta \frac{\int d\varepsilon}{F_y \delta_u} \quad (3)$$

式中: $\delta_y$ ——构件屈服位移。其余同式(1)。

王东升等人通过引入与加载路径有关的能量项加权因子改进了 Kunnath 地震损伤模型<sup>[3]</sup>:

$$D = (1.0 - \beta) \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} + \beta \frac{\sum \beta_i E_i}{F_y (\delta_u - \delta_y)} \quad (4)$$

式中: $E_i$ ——第  $i$  个滞回环所包围的面积(即滞回耗能);

$\beta_i$ ——与加载路径有关的能量项加权因子。

与此类似,Kumar 等人考虑了加载历程对构件损伤的影响,给出的 Park-Ang 改进模型<sup>[4]</sup>:

$$D = (1 - \beta) \sum_{j=1}^{N_j} \left( \frac{\delta_{m,j} - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \right)^c + \beta \sum_{i=1}^N \left( \frac{E_i}{F_y (\delta_u - \delta_y)} \right)^c \quad (5)$$

式中: $\delta_{m,j}$ ——最大变形;

$N_j$ ——首次产生  $\delta_{m,j}$  的半周期数;

$N$ ——半周期总数;

$E_i$ ——第  $i$  个半周的累积塑性耗能;

$\beta, c$ ——参数, $\beta=0.11, c=1$ ,其余参数同上。

牛荻涛等人提出了变形与耗能的非线性组合形式<sup>[5]</sup>:

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \alpha \left( \frac{E}{E_u} \right)^{\beta_1} \quad (6)$$

式中: $\alpha, \beta_1$ ——组合系数, $\alpha=0.1387, \beta_1=0.0814$ ;

$E, E_u$ ——结构的滞回耗能,结构的极限滞回耗能。

李军旗等认为循环荷载的损伤表现在最大变形时构件产生的强度退化,而加载历程对累积损伤的贡献反映在强度衰减上<sup>[6]</sup>:

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + (1 - \frac{\delta_m}{\delta_u})m\eta_p \frac{\int dE}{F_y \delta_y}$$

(7)

式中: $\eta_p$ ——强度衰减系数; $m = 1.3 + 3.5n_0$ ( $n_0$  为轴压比)。

傅剑平等人的改进模型中位移项对损伤指标的影响随位移的增大而增大,能量项对损伤指标的影响随位移的增大而减小,从而修正了 Park-Ang 模型的缺陷<sup>[7]</sup>,模型如下:

$$D = e^{(0.13\mu_m - 0.39)} \frac{\delta_m}{\delta_u} + e^{(3.35 - 0.18\mu_m)} \frac{\beta \int dE}{F_y \delta_u}$$

(8)

式中: $\mu_m$ ——构件的最大延性系数,其余符号同上。

付国等人修正了 Park-Ang 模型的能量项,把滞回耗能划分为有效耗能及无效耗能,考虑了有效耗能部分以及不同加载幅值下滞回耗能对构件破坏的影响<sup>[8]</sup>:

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\sum e_i E_i}{F_y \delta_u}$$

(9)

$$e_i = \frac{1}{\delta_{im}/\delta_y} \log_{\delta_y} \left( \frac{\delta_{im}}{\delta_y} \right)$$

(10)

式中: $e_i$ ——第  $i$  次加载的有效耗能因子;  
 $E_i$ ——第  $i$  次加载的累积塑性耗能;  
 $\delta_{im}$ ——第  $i$  次加载的位移幅值,其余符号同前。

针对 Park-Ang 模型无法考虑最大滞回耗能与加载路径的关系、单调加载时损伤指数大于 1 等问题,罗文文等基于疲劳理论和 Miner 准则,提出了修正模型<sup>[9]</sup>:

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + (1 - \frac{\delta_m}{\delta_u}) \frac{\beta \sum (\delta_{m,i}^+ / \delta_u)^\gamma E_i}{F_y \delta_u}$$

(11)

表 1 模型设计参数

编号	墩高/m	剪跨比	墩底尺寸/m	墩颈尺寸/m	配筋率	配箍率	截面变坡	轴压比
S-A1	5.0	8.47	0.812×1.112	0.60×0.90	0.906%	0.325%	1:40	0.10
S-A2	5.0	8.47	0.812×1.112	0.60×0.90	0.906%	0.91%	1:40	0.10
S-A3	5.0	8.47	0.812×1.112	0.60×0.90	0.906%	1.51%	1:40	0.10
S-B1	5.0	8.47	0.812×1.112	0.60×0.90	0.906%	0.91%	1:40	0.20
S-B2	5.0	8.47	0.812×1.112	0.60×0.90	0.906%	0.91%	1:40	0.15

3 损伤评估

3.1 损伤过程描述

试验加载的滞回曲线,如图 2、图 3 所示,限于篇

式中: $\delta_{m,i}^+$ ——第  $i$  个半周及之前的最大位移幅值;  
 $\beta, \gamma$ ——均为参数,其余符号同上。

陈林之等人根据 PEER 数据库和自有试验结果对能量项加权系数进行回归分析得到改进模型<sup>[10]</sup>:

$$D = (1.0 - \beta) \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{\sum E_i}{F_y (\delta_u - \delta_y)}$$

(12)

式中:参数及符号同上。  
曾武华等人提出基于归一化塑性变形及归一化、化累积耗能的损伤模型,解决了 Park-Ang 模型上下界不收敛的问题,在轻微破坏和中等破坏极限状态下损伤指标限值相对于损伤指标离散性显著降低。塑性变形引起的损伤  $D_D$  和滞回能量引起的累计损伤  $D_E$  的组合形式的损伤指标<sup>[11]</sup>。

$$D = 1 - (1 - D_D)/(1 + D_E)$$

(13)

$$D_D = \delta_m - \delta_y/(\delta_u - \delta_y)$$

(14)

$$D_E = E_h/(F_y \delta_u)$$

(15)

式中: $E_h$ ——地震反应循环中力-位移曲线所包围面积总和。

2 圆端空心墩拟静力试验

为研究铁路圆端空心墩的地震损伤机理及评估方法,设计并进行了 5 个空心墩的拟静力试验,加载系统如图 1 所示,设计参数如表 1 所示。

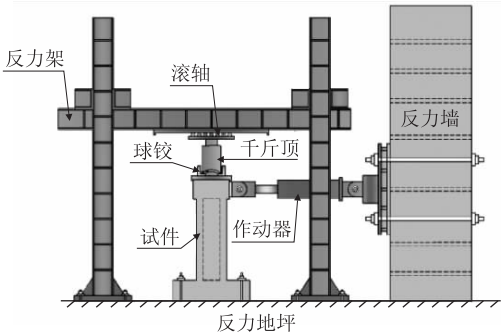


图 1 拟静力加载系统

幅,在此仅给出部分桥墩的实测结果。由试验现象可知,5 个空心墩的损伤情况大致相同,经历了混凝土出现微裂缝、局部出现贯通裂缝及纵筋屈服、混凝土保护层脱落、混凝土保护层大面积剥落及纵筋裸露、纵筋压

屈(S-A3 为纵筋断裂)这一过程。5 个试验墩均为弯曲破坏,塑性铰区域混凝土裂缝较宽,裂缝数量多且较为集中,极限状态下,角隅处纵筋裸露明显,受压区混凝土压溃现象显著,损伤情况较为严重。

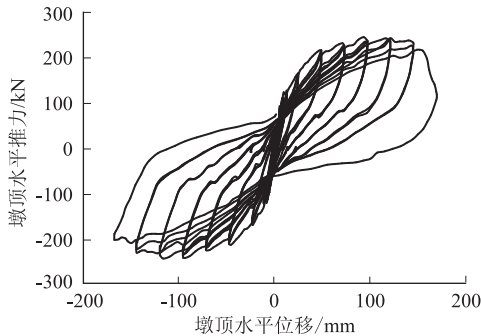


图2 试件 S-A1 滞回曲线

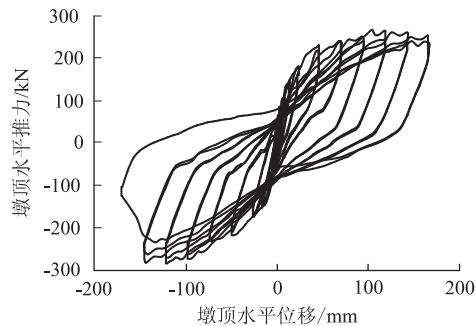


图3 试件 S-A2 滞回曲线

3.2 损伤水平划分及损伤状态评估

钢筋混凝土的破坏状态及抗震性能目标可划分为 5 个等级<sup>[12]</sup>:(1)基本完好:仅有局部不贯通的微裂纹;(2)轻微损伤:产生内外贯通的细小微裂纹;(3)中等损伤:裂纹清晰可见,局部混凝土保护层剥落或产生碎片;(4)严重损伤:宏观裂纹显著变宽,局部混凝土保护层完全剥落;(5)倒塌状态:核心混凝土压碎或纵筋拉断、压屈、横向钢筋拉断等。

为分析方便,现将上述损伤模型依次编号为 M1-M11。基于上述模型的地震损伤演化曲线,如图 4 所示(仅列出 S-A1)。由空心墩的损伤指数发展曲线可知,空心墩损伤指数发展趋势:前期增长较为缓慢,随着循环次数的增加,损伤指数的增加较快。不同模型的损伤曲线的离散性很大。

对比试验现象及各损伤状态下不同损伤模型的损伤指标,如表 2 所示。由表 2 可以发现:

(1) Park-Ang、傅剑平等人能够合理评估构件的无损伤状态及轻微损伤程度,而傅剑平等人的公式却高估了构件后期的损伤水平,在严重损伤时,损伤指标大

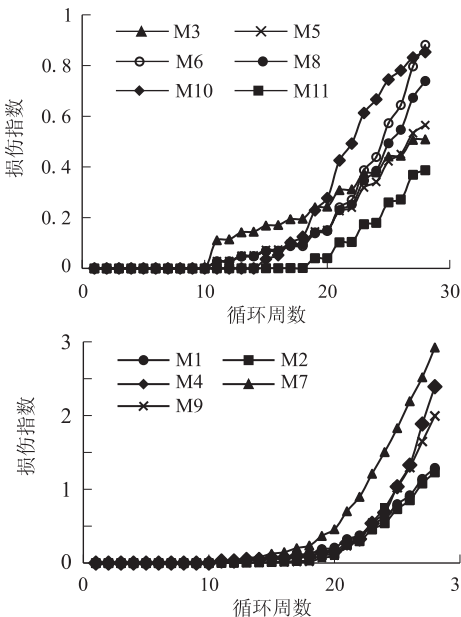


图4 S-A1 损伤演化曲线

于 1,与试验现象不吻合。

表 2 空心墩不同损伤程度的损伤指标均值及标准差

公式编号	基本完好	轻微损伤	中等损伤	严重损伤	倒塌破坏
	平均值	平均值	平均值	平均值	平均值
M1	0.02	0.17	0.41	1.04	1.78
M2	0.00	0.08	0.31	0.96	1.71
M3	0.00	0.01	0.06	0.20	0.34
M4	0.00	0.03	0.38	1.88	3.71
M5	0.13	0.23	0.32	0.45	0.53
M6	0.02	0.11	0.20	0.39	0.54
M7	0.03	0.33	0.85	2.03	3.35
M8	0.02	0.09	0.21	0.54	0.90
M9	0.02	0.09	0.19	0.50	0.96
M10	0.02	0.11	0.22	0.48	0.75
M11	0.01	0.19	0.44	0.73	0.85

(2) Kunnath、Kumar 等人在前期低估了构件的轻微损伤,对构件中等损伤的评估较为合理,但高估了后期严重损伤状态;王东升等人的公式、Bracci 公式低估了构件各个状态(除基本无损坏状态)的损伤,与试验结果差异较大。

(3) 牛荻涛等人高估了基本无损坏状态的损伤,对轻微损伤和中等损伤的评估较为合理,与试验现象吻合,低估了后期严重损伤状态的破坏程度。

(4) 李军旗、付国、罗文文等人均低估了构件轻微损伤的破坏,对中等状态的损伤评估趋于合理,李军旗公式低估了构件严重损伤状态及倒塌状态的破坏程度,而付国、罗文文对后期损伤状态的评估较为合理,能够反映构件实际的损伤过程,与试验结果一致。

(5) 曾武华等人模型能够合理反映整个试验过程

中构件的破坏情况,与构件的实际损伤程度较一致,可作为空心墩损伤评估的推荐方法。

选择位移比作为弯曲破坏试验构件的量化指标,同时引入损伤指数(D)表征试件的损伤程度,建立位移比与损伤指数的联系。采用曾武华等人损伤模

型<sup>[11]</sup>计算各桥墩不同工况下的损伤指数,该指数在[0,1]之间单调增长, $D=0$ 表示构件完好无损, $D=1$ 表示构件完全破坏,当 D 为其它值时,构件处于相应的损伤状态。桥墩各特征状态下的位移比与损伤指数计算结果,如表 3 所示。

表 3 试验构件性能量化结果

状态描述	SA-1		SA-2		SA-3		SB-1		均值	
	位移比	损伤指数	位移比	损伤指数	位移比	损伤指数	位移比	损伤指数	位移比	损伤指数
混凝土初始开裂	0.13	0.01	0.15	0.01	0.16	0.01	0.18	0.01	0.16	0.01
钢筋首次屈服	0.51	0.12	0.52	0.13	0.55	0.19	0.43	0.17	0.50	0.15
斜裂缝显著发展	1.12	0.25	1.10	0.26	1.29	0.32	1.06	0.29	1.14	0.28
混凝土开始剥落	1.67	0.44	1.10	0.40	1.73	0.51	1.60	0.44	1.53	0.45
荷载峰值	2.70	0.77	2.73	0.74	3.16	0.72	3.06	0.71	2.91	0.74
强度下降到 85%	3.58	0.84	3.82	0.85	4.42	0.87	4.02	0.86	3.96	0.86

3.3 性能目标量化

为了更直观描述各变形状态下试件的损伤程度,通过损伤指数对桥墩损伤状态进行量化,并于不同水准对应起来(见表 4),通过该表可知:试件位移比在 0.5 以内时,损伤指数在 0.15 以内,损伤程度很小,试件处于功能良好状态;当试件位移比在 0.5~1.3 之间时,损伤指数在 0.2~0.4 之间,试件开始进入非线性,发生微小损伤;当位移延性比达到 3 时,损伤指数达到 0.75,损伤程度很大,试件经历强非线性、进入严重损伤阶段;当位移比超过 4 时,损伤指数超过 0.85,损伤程度非常大,试件承载力下降到最大侧向力的 85%。

表 4 基于损伤指数的性能目标量化

水准	总体描述	圆端空心墩	
		损伤指数	位移比
第Ⅰ水准	功能良好	0~0.15	0~0.5
第Ⅱ水准	微小损伤	0.15~0.40	0.5~1.3
第Ⅲ水准	中等损伤	0.40~0.75	1.3~3.0
第Ⅳ水准	严重损伤	0.75~0.85	3.0~4.0
第Ⅴ水准	控制倒塌	0.85~1	4.0~4.5

4 结论

文章利用 5 个铁路圆端型空心墩的拟静力试验结果,分别计算出 11 个损伤模型关于构件的损伤指标,并与试验现象对比分析,可得出以下结论:

- (1)桥墩均发生了典型的弯曲破坏,表现较好的延性性能。
- (2)对比试验现象和量化结果,曾武华损伤模型

适于铁路混凝土圆端空心墩的地震损伤评估。

(3)位移比、损伤指标和损伤现象的对比表明,作者建立的三者之间定量关系,可以合理确定铁路圆端空心墩的抗震性能目标。

参考文献:

[1] Park Y, Ang A H S. Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1985, 111(4):722-729.

[2] Kunnath SK, Reinhorn AM and Park YJ. Analytical Modeling of Inelastic Seismic Response of R/C Structures [J]. Journal of Structural Engineering, 1990, 116(4): 996-1017.

[3] 王东升,冯启民,王新国.考虑低周循环加载疲劳寿命的改进 Park-Ang 地震损伤模型[J].土木工程学报,2004,11(37):41-49.  
WANG Dongsheng, FENG Qimin, WANG Xinguo. A Modified Park-Ang Seismic Damage Model Considering Low-cycle Fatigue Life [J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(11): 41-49.

[4] Kumar S, Usami T. Damage Evaluation in Steel Box Columns by Cyclic Loading Tests [J]. Journal of Structural Engineering, 1996, 122(6): 626-634.

[5] 牛荻涛,任利杰.改进的钢筋混凝土结构双参数地震破坏模型[J].地震工程与工程震动,1996,16(4):44-54.  
NIU Ditao, REN Lijie. A Modified Damage Model with Double Variables for Reinforced Concrete Structures [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1996, 16(4): 44-54.

[6] 李军旗,赵世春.钢筋混凝土构件损伤模型[J].兰州铁道学院学报(自然科学版),2000,19(3):25-27.  
LI Junqi, ZHAO Shichun. Damage Model of Reinforced Concrete Member [J]. Journal of Lanzhou Railway University (Natural Sciences), 2000, 19(3): 25-27.

(下转第 58 页)

Line into Joint Terminal or Region [J]. Railway Transport and Economy, 2005, 27(10): 15-18.

[4] 中铁二院工程集团有限责任公司. 新建铁路厦门至深圳线省界至潮汕段站场施工图[R]. 成都: 中铁二院工程集团有限责任公司, 2012.

China Railway Eryuan Engineering Group Co., Ltd. Construction Drawing the Station Yard of the New Railway Line from Xiamen to Shenzhen[R]. Chengdu: China Railway Eryuan Engineering Group Co., Ltd., 2012.

[5] TG/01-2014 铁路技术管理规程[S].

TG/01-2014 Railway Technology Management Regulations [S].

[6] 铁基[1989]56 号, 铁路军运设施设计规定[S].

Tie Ji [1989] No. 56, Railway Military-transport Facilities Design Rules [S].

[7] 吴同祥, 吴汉祥. 军地联用站台的安全管理问题[J]. 仓储管理与技术, 2002, 18(2): 42.

WU Tongxiang, WU Hanxiang. Combination Station Safety Management Problems [J]. Journal of Warehouse Management and Technology, 2002, 18(2): 42.

[8] 刘长龙. 高速铁路引入既有铁路枢纽方案研究—京沈客专连接线引入通辽枢纽为例[D]. 长春: 吉林大学, 2015.

LIU Changlong. Schematic Study on Introducing High-speed Railway Into Existing Railway Hub [D]. Changchun: Jilin University, 2015.

(编辑: 赵立红 苏玲梅)

(上接第 38 页)

[7] 傅剑平, 王敏, 白绍良. 对用于钢筋混凝土结构的 Park-Ang 双参数破坏准则的识别和修正[J]. 地震工程与工程振动, 2005, 25(5): 73-79.

FU Jianping, WANG Min, BAI Shaoliang. Identification and Modification of the Park-Ang Criterion for Failure of RC Structures [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration. 2005, 25(5): 73-79.

[8] 付国, 刘伯权, 邢国华. 基于有效耗能的改进 Park-Ang 双参数损伤模型及其计算研究[J]. 工程力学, 2013, 30(7): 84-90.

FU Guo, LIU Boquan, XING Guohua. The Research and Calculation on Modified Park-Ang Double Parameter Seismic Damage Model Based on Energy Dissipation [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(7): 84-90.

[9] 罗文文, 李英民, 韩军. 考虑加载路径影响的改进 Park-Ang 损伤模型[J]. 工程力学, 2014, 31(7): 112-128.

LUO Wenwen, LI Yingmin, HAN Jun. A Modified Park-Ang Seismic Damage Model Considering the Load Path Effects [J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(7): 112-128.

[10] 陈林之, 蒋欢军, 吕西林, 等. 修正的钢筋混凝土结构 Park-Ang 损伤模型[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2010, 38(8): 1103-1107.

CHEN Linzhi, JIANG Huanjun, LY Xilin, et al. Modified Park-Ang Damage Model for Reinforced Concrete Structures [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2010, 38(8): 1103-1107.

[11] 曾武华, 王逢朝, 卓卫东. 采用变形与能量双重准则的钢筋混凝土桥墩地震损伤模型[J]. 华侨大学学报, 2016, 37(4): 441-446.

ZENG Wuhua, WANG Fenghao, ZHUO Weidong. Deformation and Energy-based Seismic Damage Model of Reinforced Concrete Bridge Piers [J]. Journal of Huaqiao University (Natural Science), 2016, 37(4): 441-446.

[12] 杜晓菊, 张耀庭. 钢筋混凝土构件损伤模型的比较研究[J]. 地震工程与工程振动, 2015, 35(4): 222-229.

DU Xiaoju, ZHANG Yaoting. A Comparative Study on Damage Models for Reinforced Concrete Members [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2015, 35(4): 222-229.

(编辑: 赵立红 张红英)