

不规则钢筋混凝土梁桥抗震性能评价 N₂ 方法

王东升¹, 杨海红², 艾庆华³

(1. 大连海事大学 道路与桥梁工程研究所, 辽宁 大连 116026 E-mail: dswang@newmail.dmhu.edu.cn 2. 武汉大学 土木建筑工程学院, 湖北 武汉 430072 3. 大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘要: 将非线性静力分析 (Pushover) 和非线性时程分析结合起来, 给出了一个用于不规则钢筋混凝土梁桥抗震性能评价的 N₂ 方法 (名称源于 Fajfar), 首先对多个代表性桥墩进行非线性静力分析, 获得桥墩的“能力”曲线以及不同破损极限状态对应的墩顶位移, 不同破损极限状态由钢筋和混凝土的应变以及桥墩截面抗剪能力共同定义, 并可由墩底截面弯矩—曲率关系曲线转化为以墩顶位移的表述形式, 再通过全桥模型的非线性时程分析获得各个桥墩的地震“需求”位移, 最后通过二者比较来评价桥梁的抗震性能, 给出了一个曲线连续梁桥计算实例, 验证了方法的可行性。

关键词: 不规则梁桥; 非线性静力分析; 非线性时程分析; 钢筋混凝土桥墩; 抗震性能

中图分类号: P315.9 U442.5 **文献标识码:** A **文章编号:** 0367-6234(2007)12-1993-05

N₂ method for seismic performance evaluation of irregular RC bridges

WANG Dong-sheng, YANG Hai-hong, AI Qing-hua

(1. Institute of Road and Bridge Engineering, Dalian Maritime University, Dalian 116026, China, E-mail: dswang@newmail.dmhu.edu.cn 2. College of Civil and Structural Engineering, Wuhan University, Wuhan 430072, China 3. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: A combined non-linear method by pushover analysis and time history analysis was presented to evaluate the seismic performance of irregular RC bridges, which was named as N₂ method firstly developed by Fajfar in structural seismic damage analysis. Firstly pushover analysis of every typical pier of the bridge was carried out using single pier model and displacements at top of the pier for different damage limited states and “capacity curve” of the pier were obtained. Damage limited states, which were represented by displacements at top of the pier by transforming from moment—curvature relationship of the section in plastic hinge zone, were defined by both of the strain of concrete or longitudinal steels in plastic hinge zone and shear strength of the section. Then demanded seismic displacements of the pier were calculated by non-linear time history analysis using the integral bridge model. Moreover, the seismic performance of the bridge was evaluated by means of comparing the capacity of the pier with the seismic demands. Finally a continuous curved bridge was taken as an example to illustrate the application, which proved the feasibility of the method.

Key words: irregular bridges; pushover analysis; non-linear time history analysis; RC bridge piers; seismic performance

早期建设的钢筋混凝土桥梁因桥墩在强烈地震作用下延性抗震能力不足, 易发生剪切破坏已被大量震害证实^[1,2]. 近些年我国城市桥梁建

设发展很快, 多采用曲线梁桥等不规则结构形式. 抗震设计主要依据 JTJ04-89《公路工程抗震设计规范》尚缺少桥墩延性及抗剪设计的技术细节^[3,4]. 鉴于此, 现有城市桥梁抗震性能评价及设计问题已引起一些学者的关注^[5-8]. 目前非线性时程分析模型在考虑桥墩脆性剪切破坏模式方面尚存困难, 本文将与其与非线性静力分析 (Push-

收稿日期: 2004-11-09.

基金项目: 国家自然科学基金青年基金资助项目 (50308027); 地震科学联合基金资助项目 (101056).

作者简介: 王东升 (1974-), 男, 博士, 教授.

over)相结合,给出了一个用于不规则钢筋混凝土梁桥抗震性能评价的 N_2 方法,这里 N 代表非线性分析,2 代表两个分析模型,即单墩模型 (SDOF 系统)和全桥模型 (MDOF 系统),将分别用来计算桥墩抗震能力和地震反应需求。 N_2 方法仅名称源于 Fajfar^[9],具体操作与 Fajfar 的 N_2 方法有很大不同,可综合反映桥墩的延性弯曲和脆性剪切破坏两种模式,并可得到全桥桥墩的不同破坏分布情况。

1 桥墩破损极限状态与位移表达

1.1 钢筋混凝土桥墩破损极限状态

破损极限状态划分为 4 级^[10-11]: (1)弹性完好极限状态:结构处于弹性工作状态,对应纵筋首次屈服和曲率延性系数 $\mu_\phi < 1$ 。(2)轻微破损极限状态:混凝土极限压应变 $\epsilon_{cu} \leq 0.004$ 钢筋极限拉应变 $\epsilon_s \leq 0.015$ 。对应桥墩的功能状态是震后不需要修复即可继续使用。(3)损伤控制极限状态:混凝土极限压应变 $\epsilon_{cu} \leq 1.5(0.004 + 0.9\rho_s[\frac{f}{300}])$ (括号内为 S_{cot}试验统计公式: f 箍筋屈服强度; ρ_s 体积配箍率)。对应桥墩的功能状态是震后需要修理才可维持今后的正常使用功能。(4)控制倒塌极限状态:考虑两种情况,一是弯曲延性破坏,桥墩水平承载力降到其最大值的 85%或纵筋拉断,对 I 级钢筋近似取 $\epsilon_s = 0.075$ 二是桥墩发生脆性剪切破坏,桥墩超过了控制倒塌极限状态则意味着使用功能(含地震应急)的彻底丧失。

1.2 钢筋混凝土桥墩非线性静力分析

(1)钢筋混凝土桥墩抗弯能力。对图 1 所示单墩模型承受水平力 F 作用,假定塑性铰形成于墩底,等效分布长度为 L_p 桥墩高度为 L 图 2 给出了墩底截面弯矩—曲率关系及不同破损极限状态对应的曲率 ϕ ,对应达到弹性完好极限状态时屈服弯矩为 M_y 屈服曲率为 ϕ_y 。

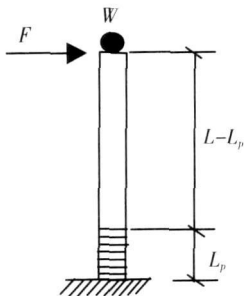


图 1 单墩模型

参考文献 [3] 中的推导,有墩底屈服剪力 F_y 和墩顶屈服位移 δ

$$F_y = M_y/L, \delta = \phi_y L^2/3.0$$

有等效弹性刚度 $K_e = F_y/\delta$ 。定义位移延性系数 μ 表示墩顶最大位移 δ 与屈服位移 δ_y 之比;曲率延性系数 μ_ϕ 表示墩底截面最大曲率与屈服曲率 ϕ_y 之比,可以给出位移延性系数与曲率延性系数的关系

$$\mu_\Delta = 1.0 + 3.0[\mu_\phi - 1.0] \frac{L_p}{L} [1.0 - 0.5 \frac{L_p}{L}] \quad (1)$$

式中: L_p 为等效塑性铰区长度,可按式计算:

$$L_p = 0.08L + 0.022fd$$

式中: f 为纵筋屈服强度, N/mm^2 ; d 为纵筋直径。

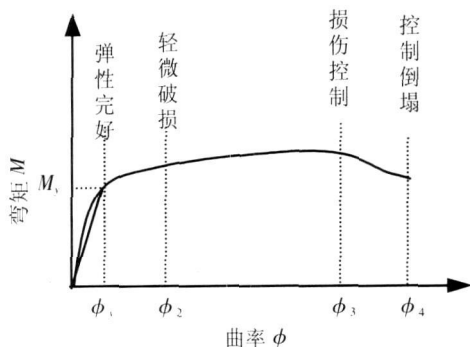


图 2 墩底截面弯矩—曲率关系

利用上述公式可以将墩底截面弯矩—曲率关系转化为墩底剪力—墩顶位移关系,并且可以得到不同破损极限状态对应的墩顶位移。设墩底截面弯矩为 M 对应曲率为 ϕ ,则墩底剪力 F 与对应的墩顶位移 δ 为

$$F = M/L \begin{cases} \delta = F/K_e & (\phi \leq \phi_y) \\ \delta = \mu_\Delta \delta_y & (\phi > \phi_y) \end{cases}$$

式中:位移延性系数 μ_Δ 按 (1) 式计算,其中曲率延性系数 $\mu_\phi = \phi/\phi_y$ 。说明一点,截面弯矩—曲率分析时,对既有桥梁抗震性能评价应该考虑材料的实际强度与标准强度或设计强度的差别(超强因素),如可通过现场测试获得或通过统计资料估计。

(2)钢筋混凝土桥墩抗剪能力。采用 Priestley 等建议的与构件位移延性系数 μ 相关的抗剪强度计算公式^[10],该公式能很好的估计出墩柱的抗剪强度

$$V = V_c + V_s + V_p$$

式中: V_c 、 V_s 和 V_p 分别为混凝土、箍筋和轴向压力对抗剪强度的贡献。具体计算可参考文献 [10],限于篇幅不再详细列出。

1.3 钢筋混凝土桥墩能力曲线

将由上面计算得到的钢筋混凝土桥墩抗弯能力和抗剪能力转化为墩底剪力—墩顶位移形式, 在同一张图上就得到了钢筋混凝土桥墩的能力曲线, 如图 3 所示. 从图上还可以看出随着墩顶位移增加, 墩底塑性铰区抗剪能力不足会发生突然的脆性剪切破坏, 桥墩损伤控制极限状态与控制倒塌极限状态几乎同时发生.

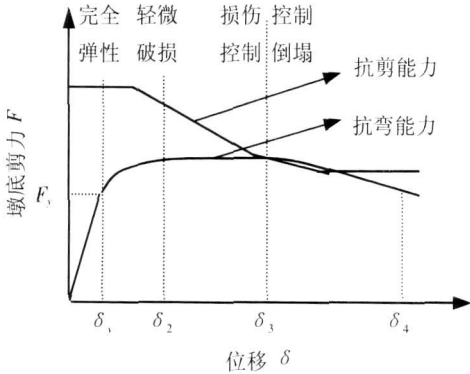


图 3 钢筋混凝土桥墩能力曲线

结构的非线性动力反应, 还可以将输入加速度峰值作为纵坐标, 结构反应位移为横坐标画出地震需求曲线. 最后将桥墩地震需求曲线与以破损极限状态表述的桥墩能力画在同一张图上 (图 4), 就构成了通常所说的结构抗震性能评价的能力谱法, 利用它可方便获得桥墩不同破损极限状态对应的输入地震动加速度峰值.

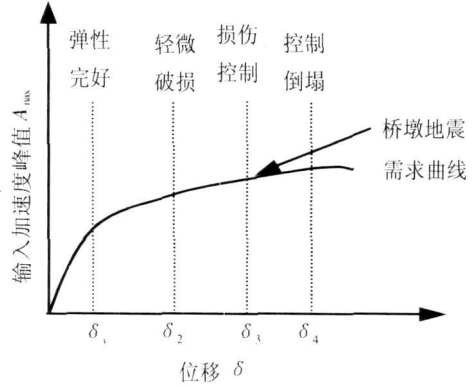


图 4 钢筋混凝土桥墩破损极限状态

2 不规则梁桥抗震性能评价

(1) 建立全桥非线性地震反应分析模型; (2) 进行恒载 (重力) 荷载作用下线性结构分析, 得到桥墩的轴力; (3) 根据桥墩设计情况和轴力水平进行适当分组, 利用 Pushover 分析计算每组桥墩的代表性能力曲线; (4) 输入地震波, 对全桥模型进行非线性地震反应分析, 得到各个桥墩的地震需求 (位移) 曲线; (5) 将 (3) 和 (4) 的计算结果比较, 得到各个桥墩的破损极限状态, 取破损最重的一个或一组桥墩作为桥梁抗震性能评价的依据.

对上面过程尚需作几点说明: (1) 上述方法隐含假定桥梁结构的抗震性能由桥墩的抗震能力决定, 从震害经验看, 在大多数情况下它是合理的. 但桥梁支座、下部基础、伸缩缝等部位也可能发生损坏, 原则上可以通过仔细建立的结构模型, 在非线性地震反应分析过程中 (第 4 步) 对它们的破坏情况进行考察; (2) 竖向地震动作用将影响桥墩的轴力水平, 本文仅考虑了恒载 (重力) 对桥墩能力曲线的影响; (3) 输入地震动可以采用由场地地震安全性评价提供的标准反应谱或规范设计反应谱生成的多条人造地震波, 也可以采用与桥址处场地条件、地震地质背景相近的多条天然地震记录, 取他们计算结果的平均值作为各组桥墩的地震需求^[12]; (4) 有时希望知道桥墩 (桥梁) 不同破损极限状态对应的输入地震动加速度峰值, 以更全面了解桥梁的抗震性能, 可借助于“动力 Pushover 方法, 即逐步地增加加速度峰值, 计算

3 应用实例

如图 5 所示某三联连续曲线梁桥, 上部结构为单室箱梁, 曲率半径 60 m, 各联桥墩均为圆形截面, 直径 D=1.8 m, 混凝土 C30, 纵筋 26φ28, 螺旋箍筋 φ10@15, 但各联桥墩高度不同, 分别为 5.5 m、6.5 m 和 8.0 m, 下面仅以 El Centro 地震波为输入, 评价该桥的抗震性能.

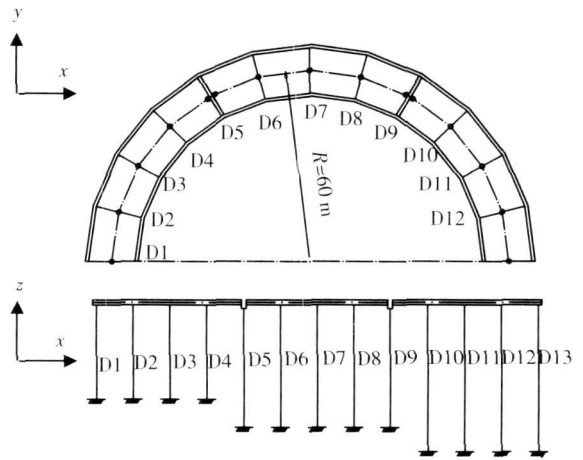


图 5 某曲线梁桥平、立面图

采用 DRAN3D 程序建立了桥梁非线性地震反应分析模型. 主梁采用“以直代曲”方式以空间弹性梁单元模拟^[13-14]; 桥墩采用带纤维塑性铰的弹塑性梁柱单元模拟, 墩底固接, 不考虑土—结构相互作用影响; 伸缩缝处的碰撞效应以只压联系单元模拟, 单元刚度近似取为 0.5 倍的主梁轴向刚度, 因邻梁长度比为 1.0 未考虑碰撞耗能^[15]; 桥梁支座采用连接单元模拟, 该桥各联左端设 2

个抗扭固定支座,右端设 2 个抗扭但双向滑动支座,中间仅设 1 个铰支座,构成“点铰支承”.阻尼模型采用与刚度阵和质量阵成比例的瑞利阻尼.

桥墩依据几何尺寸及受(静)力情况共分 6 组.图 6 给出了代表性的第 2 组桥墩的能力曲线(因桥墩为圆形截面未区分 x y 方向),可以看出桥墩抗剪能力明显不足,将发生脆性的剪切破坏(按双轴延性考虑).

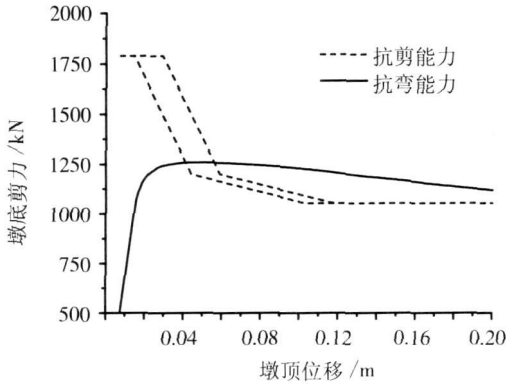


图 6 第 2 组桥墩能力曲线

采用“动力 Pushover 分析方法,沿桥梁水平 x 向(图 5)输入 ElCentro 地震波 NS 分量,沿水平 y 向输入 EW 分量,竖向 z 向输入竖向分量.3 个分量采用相同的峰值调整系数,以 NS 分量为准分别调整至 0.2 g 0.3 g 0.4 g 0.5 g 0.55 g 0.60 g 0.65 g 0.7 g 0.75 g 0.8 g 共要完成 10 组非线性动力分析.地震持时 20 s 分析表明桥墩 x 向地震位移反应明显大于 y 向,仅给出 x 向地震位移反应见表 1.图 7 给出了 D4(属第 2 组)桥墩的地震需求曲线供参考.

该桥位于 8 度地震烈度区,按 8 度抗震设防.从分析结果看,当遭遇与场地地震烈度相当的“中震”作用时,地面加速度峰值在 0.15 g ~ 0.35 g 全桥桥墩基本处于弹性完好状态;当遭遇与 9 度地震烈度相当的“大震”作用时,地面加速度峰值在 0.35 g ~ 0.70 g 全桥多数桥墩开始屈服,特别是当地面加速度峰值达到其上限 0.6 g ~ 0.70 g 时, D4 桥墩因抗剪能力不足而首先发生倒塌, D9 桥墩达到轻微破损极限状态,进入到损伤控制阶段,发生中等可修复破坏.若假定倒塌的左侧第 1 联对其它 2 联影响不大,当地面加速度峰值增大到 0.7 g ~ 0.8 g 时,另外 2 联桥墩相继进入到损伤控制阶段,但未达到其极限状态,不会发生不可修复的严重破坏.

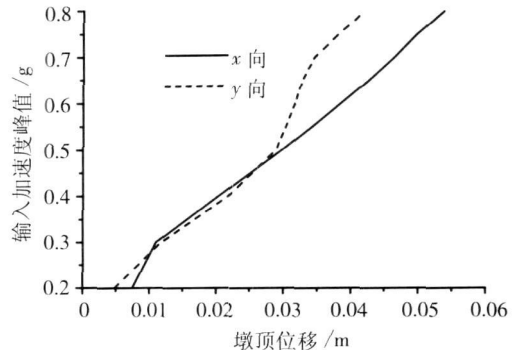


图 7 D4 桥墩地震需求曲线

总体上看,全桥抗震主要薄弱环节是左侧第 1 联“短柱”桥墩(剪跨比约为 3)抗剪能力不足而易于在“大震”条件下发生非延性的剪切破坏.事实上该桥设计于 1988 年,桥墩箍筋间距 15 cm 要大于现行 JTJ004-89《公路工程抗震设计规范》

表 1 桥墩 x 向地震需求位移

桥墩 编号	输入加速度峰值 (g)									
	0.2	0.3	0.4	0.5	0.55	0.6	0.65	0.7	0.75	0.8
D1	0.001	0.002	0.002	0.004	0.005	0.008	0.011	0.014	0.018 ^Y	0.023
D2	0.003	0.005	0.010	0.013	0.014	0.019 ^Y	0.025	0.030	0.036	0.043 ^D
D3	0.005	0.006	0.011	0.012	0.014	0.019 ^Y	0.024	0.030	0.035	0.040 ^D
D4	0.007	0.011	0.020 ^Y	0.030	0.034	0.038	0.043 ^D	0.046	0.050	0.054
D5	0.006	0.006	0.010	0.024 ^Y	0.031	0.038	0.044	0.050	0.055	0.060 ^R
D6	0.007	0.008	0.012	0.028 ^Y	0.036	0.045	0.053	0.060 ^R	0.066	0.071
D7	0.007	0.008	0.012	0.028 ^Y	0.037	0.046	0.055	0.062 ^R	0.069	0.075
D8	0.007	0.009	0.011	0.027 ^Y	0.035	0.044	0.053	0.061 ^R	0.067	0.073
D9	0.006	0.010	0.018	0.039 ^Y	0.051	0.062 ^R	0.071	0.078	0.084	0.088
D10	0.008	0.014	0.021	0.042 ^Y	0.053	0.063	0.072	0.079	0.084	0.089 ^R
D11	0.010	0.013	0.017	0.034 ^Y	0.043	0.050	0.056	0.061	0.065	0.068
D12	0.016	0.024	0.030	0.039 ^Y	0.047	0.053	0.063	0.075	0.087	0.100 ^R
D13	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002

注:上标 Y 轻微破损, R 损伤控制, D 倒塌.

4.4.19 条规定的最大值 10^{-3} 另外靠近伸缩缝活动支座端的 D_4 、 D_8 和 D_{12} 桥墩破坏较重, 可能是分担了更多上部结构地震荷载的原因。

4 结 语

N_2 方法的提出主要是克服非线性时程分析模型考虑剪切破坏模式的困难, 这对既有桥梁抗震性能评价又非常重要。

参考文献:

- [1] HOUSNER G W, THEIL C C. The Continuing Challenge Report on the Performance of State Bridges in the Northridge Earthquake [J]. Earthquake Spectra, 1995, 11(4): 607—636
- [2] KAWASHIMA K, UNJOH S. Impact of han-shiny awajie earthquake on seismic design and seismic strengthening of highway bridges [J]. Strural Eng / Earthquake Eng JSCÉ, 1996, 13(2): 211—240
- [3] 范立础. 桥梁抗震 [M], 上海: 同济大学出版社, 1997
- [4] 王东升, 冯启民. 修订公路桥梁抗震设计规范浅见 [J]. 工程力学, 2000, 17(增刊): 270—273
- [5] 秦权, 张威, 罗玲. 用非弹性反应检查立交桥的抗震能力 [J]. 土木工程学报, 1996, 29(4): 3—10
- [6] 范立础. 现代化城市桥梁抗震设计若干问题 [J]. 同济大学学报, 1997, 25(2): 147—153
- [7] 范立础. 城市桥梁抗震设计规范中若干问题 [J]. 工程力学, 2000, 17(增刊): 74—85
- [8] 翟桐, 王东升. 城市立交桥抗震安全性评价方法研究 [R]. 中国地震局工程力学研究所, 2000(7).
- [9] FAJFAR P, GASPERSIC P. The N_2 method for seismic damage analysis of re buildings [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1996, 25(1): 31—46
- [10] M J N 普瑞斯特雷, F 塞勃勒. 桥梁抗震设计与加固 [M]. 袁万城, 译. 北京: 人民交通出版社, 1997.
- [11] 王东升, 翟桐, 郭明珠. 利用 Pushover 方法评价桥梁的抗震安全性 [J]. 世界地震工程, 2000, 16(2): 47—51
- [12] 朱东生, 劳远昌, 沈大元, 等. 桥梁地震反应分析中输入地震波的确定 [J]. 桥梁建设, 2000(3): 1—4
- [13] 袁万城, 王玉贵, 杨玉民, 等. 曲线梁桥空间非线性地震反应分析 [J]. 同济大学学报, 1997, 25(增刊): 7—13
- [14] 朱东生, 刘世忠, 虞庐松. 曲线梁桥地震反应研究 [J]. 中国公路学报, 2002, 15(3): 42—48
- [15] 王东升, 冯启民, 王国新. 基于直杆共轴碰撞理论的桥梁地震反应邻梁碰撞分析模型 [J]. 工程力学, 2004, 21(2): 157—166

(编辑 姚向红)