

利用 Push-over 方法评价桥梁的抗震安全性

王东升, 翟桐, 郭明珠

(中国地震局工程力学研究所, 黑龙江 哈尔滨 150080)

摘要: 建立了桥梁破损极限状态的定量准则, 对 Push-over 方法涉及的若干技术环节, 包括约束钢筋混凝土截面弯矩曲率关系、位移延性系数与曲率延性系数的关系以及评价反应谱进行了分析, 并给出了一个利用 Push-over 方法评价桥梁抗震安全性的应用实例。

关键词: Push-over法; 桥梁; 抗震安全性

中图分类号: P315.952 **文献标识码:** A

Estimated seismic vulnerability of bridges by push-over method

WANG Dong-sheng, ZHAI Tong, GUO Ming-zhu

(Institute of Engineering Mechanics, China Seismological Bureau, Harbin 150080, China)

Abstract: Quantitative estimates of damage degree of bridges are presented. Some techniques of Push-over method are discussed briefly, which include moment-curvature characteristics of confined reinforced concrete cross section, formulas between displacement ductility factor of bridge structure and curvature ductility factor of section, and response spectra used in seismic vulnerability assessment of bridges. As an example, seismic vulnerability assessment of a real bridge by push-over method is illustrated.

Key words: push-over; bridges; seismic safety

1 引言

近几年来, 基于非线性静力分析的 Push-over(推倒)方法在国外桥梁结构和建筑结构抗震安全性评价中得到了较为广泛的应用^[1-3]。该方法较早由 Imbsen 和 Penzien^[3]等提出用于桥梁的抗震能力评估, 国内学者常岭等也曾提出过类似方法^[4,5]。Push-over 方法建立在非线性静力分析基础之上, 通过结构的非线性变形能力评价它的抗震性能, 并且可以给出结构的破损倒塌机制, 从而发现结构的抗震薄弱环节, 与通常的非线性动力分析相比, 具有计算简单、结果明确的优点。结合国内城市防震减灾工作中桥梁抗震安全性评价的需要, 我们对 Push-over 方法中的若干技术问题进行了初步探讨, 包括桥梁破坏极限状态的确立及其定量描述、约束钢筋混凝土截面弯矩-曲率全过程曲线和评价反应谱等, 并应用于实际桥梁的单体震害预测工作中。

收稿日期: 2000-01-10

基金项目: 中国地震局“九五”重点课题(9505020203)

作者简介: 王东升(1974-), 男, 内蒙古哲里木盟人, 助理研究员, 硕士, 主要从事桥梁抗震和安全性评价研究。

2 Push-over 方法基本原理^[1]

Push-over 分析方法是通过对结构施加单调递增水平荷载来进行分析的一种非线性静力分析方法。该方法通常将相邻伸缩缝之间的桥梁结构当作空间独立框架考虑,上部结构通常假定为刚性。分析的初始阶段是对单独的排架墩在所考虑的方向上(顺桥向或横桥向)进行独立的倒塌分析,以期获得构件在单调递增水平荷载作用下的整个破坏过程及变形特征。之后,整个框架的分析将桥墩刚度模拟为非线性弹簧,计算出整体框架的初始刚度中心,施加单调递增的水平力,并且根据框架非线性发展的程度不断调整各个桥墩和结构的刚度,直至结构达到最终极限状态为止。

对于所考虑的极限状态或破坏等级,设 Δ_i 为各墩顶所对应的位移,则可定义等效弹性响应惯性力 V_E 为

$$V_E = \min \left| \frac{\Delta_i}{\delta_i} \right| \quad (1)$$

式中, δ_i 表示作用框架质心处作用单位惯性力时在 i 号墩墩顶产生的位移,为初始弹性位移。

式(1)可以给出最危险状态的桥墩。假定线性动力反应和非线性动力反应之间满足最大位移相等的准则,根据框架在所考虑的极限状态或破坏等级对应的结构位移延性系数 μ_Δ ,则可定义等效弹性响应水平 V_E^* 为

$$V_E^* = V_E \cdot \frac{Z}{\mu_\Delta} \quad (2)$$

式中, Z 称为折减系数,由下式计算:

$$Z = 1 + 0.67(\mu_\Delta - 1) \frac{T}{T_0} \leq \mu_\Delta \quad (3)$$

式中, μ_Δ 表示结构位移延性系数, T_0 表示场地弹性反应谱峰值对应的周期, T 表示结构第1阶弹性期,由框架初始刚度和质量计算得到。

设 W 是框架的有效参与质量,则相应于考虑的极限状态,可定义等效弹性响应加速度 S_{ar} :

$$S_{ar} = \frac{V_E^*}{W} \quad (4)$$

将 S_{ar} 与用于评价的加速度反应谱相比较,就可以得到结构所处的极限状态或破坏等级周(图1)。上述整个分析过程如图2所示。

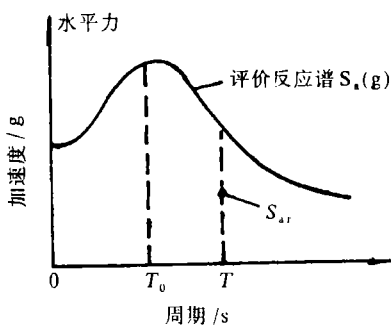


图1 评价加速度反应谱

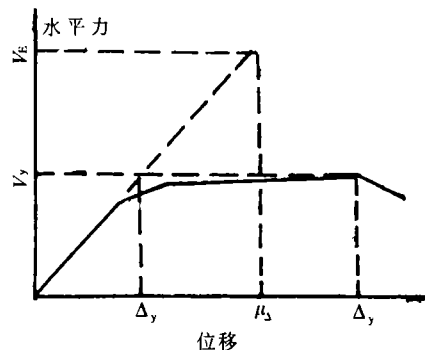


图2 框架等效弹性响应水平

3 Push-over 方法的若干分析环节

3.1 桥梁破坏极限状态

根据以往桥梁震害的经验,可以认为桥梁震害主要产生于其下部结构,即使上部结构有破坏,也往

往系由下部结构破坏或墩顶过大位移所致。因此按照桥梁下部结构破坏程度的不同, 桥梁破损极限状态可划分为五级:

(1) 弹性完好极限状态: 结构处于弹性工作状态, 对应延性系数 $\mu_{\Delta} < 1$ 。

(2) 轻微破损极限状态: 这阶段的位移延性系数取决于截面性质、轴向荷载水平和结构延性性能, 但通常 μ_{Δ} 均值在 2 左右, 对应混凝土极限压应变 $\varepsilon_{cu} \leq 0.004$, 钢筋极限拉应变 $\varepsilon_s \leq 0.015$ 。

(3) 损伤控制极限状态: 该状态对应于构件已经接近达到或略超过最大承载力。一般情况下, 对应结构位移延性系数 $3 \leq \mu_{\Delta} \leq 8$, 在欧洲通常认为该状态上限 $\mu_{\Delta} \leq 4$ 。对应混凝土极限压应变 $\varepsilon_{cu} \leq 1.5(0.04 + 0.9\rho_s[f_y/300])$; (Scott 公式: f_y 为箍筋屈服强度, ρ_s 为体积配筋率)。

(4) 严重破坏极限状态: 对应混凝土极限压应变 ε_{cu} 大于按上式计算结果, 多个截面验算表明, 此时结构构件截面抗力已进入下降段。

(5) 倒塌破坏极限状态: 倒塌破坏极限状态评价需考虑以下几个因素: 1) 框架已成为机构体系, 并且至少有一个塑性铰转动达到极限塑性转角; 2) 纵筋拉断, 对 I, II 级钢筋近取 $\varepsilon_s = 0.10$; 3) $P-\Delta$ 效应, 当柱承受的荷载能力减少至低于恒载的水平, 结构将会发生倒塌; 4) 构造措施。

这里给出的桥梁破损极限状态的定量描述仅是一般性规则, 在具体桥梁抗震安全性评价中, 应结合桥梁结构形式、塑性铰发生位置、结构荷载水平、场地条件、结构重要性等问题具体分析给定。

3.2 普通箍筋约束钢筋混凝土截面特性分析

采用 Kent-Park 约束混凝土本构模型, 将钢筋简化为理想弹塑性体, 利用层纤维模型计算出普通箍筋约束钢筋混凝土的截面弯矩-曲率全过程曲线, 并通过能量法将之等效为理想弹塑性体, 用于 Push-over 分析。计算中采用了下列假定: (1) 在荷载作用下, 截面仍保持平面; (2) 受拉混凝土退出工作; (3) 忽略混凝土和钢筋的粘结滑移效应; (4) 不考虑剪切变形影响。截面承载力极限状态取为最大承载力的 80% 或纵筋拉断。经与多个模型试验结果验证, 计算结果符合较好。另外由于轴力对截面弯矩-率关系曲线影响很大, 在 Push-over 分析过程中应根据轴力的变化水平不断地调整截面特性参数。

3.3 位移延性系数与塑性铰区曲率延性系数的关系^[6]

对于给定的桥梁结构, 位移延性系数 μ_{Δ} 与塑性铰区曲率延性系数 μ_{ϕ} 的关系取决于结构构件的几何特征、塑性铰位置、塑性铰区长度、基础柔性和支座变形等因素。对于单柱式桥墩 (图 3), 设塑性铰形成于柱底部, 有公式:

$$\mu_{\Delta} = 1.0 + \frac{3.0}{C} [\mu_{\phi} - 1.0] \frac{L_p}{L} \left[1.0 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right] \quad (5)$$

式中, μ_{Δ} 表示结构位移延性系数; μ_{ϕ} 表示曲率延性系数; L 表示桥墩计算高度; L_p 表示等效塑性铰区长度, $L_p = (2/3)H$ 或 $L_p = 0.08L + 0.022d_s f_y$, H 为截面计算高度, d_s 为纵筋直径, f_y 为纵筋屈服强度 (N/mm^2); C 表示因基础柔性和支座变形引起的变形增大系数, $C = 1 + (\Delta_r + \Delta_t + \Delta_b)/\Delta_s$, Δ_r 和 Δ_t 分别为基础平动和转动位移引起的上部结构位移, Δ_b 为支座剪切变形, Δ_s 为柱弯曲引起的水平位移。

在软土地条件下, 确立位移延性系数 μ_{Δ} 与塑性铰区曲率延性系数 μ_{ϕ} 的关系时, 考虑变形增大系数 C 是十分重要的。随着 C 值的增大, 对应同一个位移延性系数 μ_{Δ} , 曲率延性系数 μ_{ϕ} 会增大很多。另外, 对于桩柱式桥墩, 要考虑潜在塑性铰有可能发生在地面以下钻孔灌注桩中。对于双柱式桥墩, 位移延性系数 μ_{Δ} 与塑

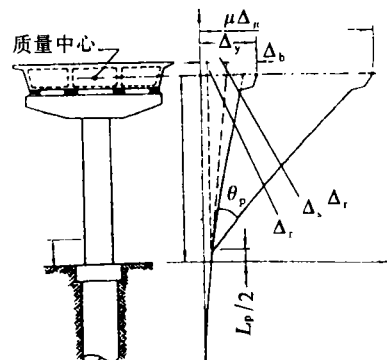


图 3 位移延性系数与曲率延性系数关系^[6]

性较区曲率延性系数 μ_ϕ 的关系可参考文献[1]和文献[6]。

3.4 评价反应谱

用于评价的加速度反应谱可以采用场地地震危险性分析给出的标准反应谱，或采用规范提供的设计反应谱。当加速度峰值以年超越概率形式给出时，Push-over 分析还可以得到以年超越概率表达的结构的抗震风险度。若在评价中以地震烈度作为衡量地震影响强度的综合度量单位，地面运动加速度峰值和地震烈度的关系可按 $\lg a = 0.3I$ 换算，并认为其概率水准是一致的^[7]。

4 实例

某立交桥匝桥为连续曲梁桥，钢筋混凝土独柱墩，扩大基础，位于7度烈度区，按8度设防。该桥在水平面内为一圆曲线(图4)，在竖向平面内桥墩高度各不相同且差异较大，为一典型不规则桥梁结构。在进行 Push-over 分析时，鉴于该桥全部采用板式橡胶支座且各桥墩配筋相同，故分别在第2联、第3联、第4联和第5联各选取一典型桥墩，按照《公路工程抗震设计规范》(JTJ004-89)推荐的方法建立类似单墩模型的 Push-over 分析模型(图5)，并认为该模型即代表全联的 Push-over 分析情况。模型计算参数见表1。

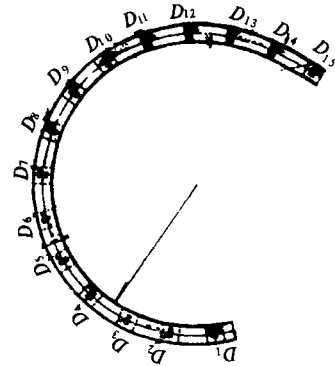


图4 实例桥平面图

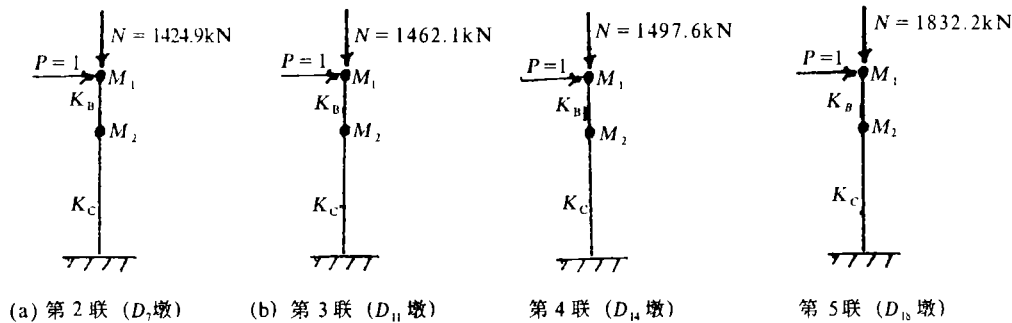


图5 Push-over 分析模型

表1 模型计算参数

桥墩编号	墩顶抗推刚度 $K_C/(10^3 \text{kNm}^{-1})$	支座刚度 $K_B/(10^3 \text{kNm}^{-1})$	墩顶集中质量 $M_2/10^3 \text{kg}$	主梁集中质量 $M_1/10^3 \text{kg}$
D ₇	25.5	7.0	10.1	132.4
D ₁₁	14.1	7.0	13.8	132.4
D ₁₄	7.1	7.0	17.3	132.4
D ₁₈	3.7	7.0	19.1	164.1

Push-over 分析过程见表2，最终分析结果表明各联桥梁抗震能力相当。表3给出了不同地震烈度条件下桥梁所处的破坏极限状态，表4给出了在不同超越概率的加速度峰值条件下桥梁所处的

表2 Push-over 分析过程

桥墩编号	周期/s	水平力/kN	墩顶位移/m	破坏情况
D ₇	1.0	657.0	0.12	墩底截面屈服
D ₁₁	1.1	713.0	0.15	墩底截面屈服
D ₁₄	1.3	568.0	0.16	墩底截面屈服
D ₁₈	1.7	345.0	0.14	墩底截面屈服

破损极限状态。可以看出, 该桥具有足够的抗震能力。

表3 不同地震烈度条件下桥梁破损极限状态

地震烈度	7	8	9	10
破损极限状态	弹性完好	弹性完好	弹性完好	损伤控制

表4 不同超越概率的加速度峰值条件下桥梁破损极限状态

100年超越概率	1×10^{-1}	5×10^{-2}	2×10^{-2}	1×10^{-2}
加速度峰值 (gal)	194	219	251	301
破损极限状态	弹性完好	弹性完好	弹性完好	轻微损伤

5 结语

Push-over方法计算简单、实用有效, 我们已成功用于福州、厦门等地部分城市立交桥和重要大型桥梁的单体震害预测工作中, 取得了很好的效果。尚需进一步深入研究的问题有评价用的位移反应谱、桥墩在弯-剪相互作用下的破坏模式和Push-over方法在不规则梁桥抗震安全性评价中的应用。

参考文献:

- [1] 普瑞斯特雷 M J N, 塞勃勒等, 袁万城等译. 桥梁抗震设计与加固[M]. 北京: 人民交通出版社, 1997.
- [2] 李峻, 叶燎原. Push-over分析法及其与非线性动力分析的对比[J]. 世界地震工程, 1999, 15(2).
- [3] Imbsen R A, Penzien J. Evaluation of Energy absorbing characteristics of highway bridges under seismic conditions[R]. Rep. UBC/EERC-84-17. Unvi. Cal. Berkley.
- [4] 常岭. 桥梁的抗震变形能力[J]. 工程抗震, 1987(4).
- [5] 阎贵平, 项海帆. 具有单排桩基梁式桥墩的实用延性抗震验算方法研究[J]. 土木工程学报, 1993, 26(2).
- [6] 范立础. 桥梁抗震[M]. 上海: 同济大学出版社, 1997.
- [7] 章在墉. 地震危险性分析及应用[M]. 上海: 同济大学出版社, 1996.