

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2015.04.006

考虑动水压力效应的高桩承台 连续梁桥抗震性能评估

李磊, 张永亮, 陈敦

(兰州交通大学 土木工程学院, 甘肃 兰州 730070)

摘要:以某深水高桩承台连续梁桥为工程背景,应用 Morison 方程将水对桥梁的动水压力效应按附加质量考虑,讨论了动水压力对桥梁动力特性的影响。依据 2008 年《公路桥梁抗震设计细则》的抗震要求,考虑动水压力效应,对该桥进行了 E1、E2 地震反应分析及抗震验算。分析结果表明:动水压力将明显改变高桩承台连续梁桥的动力特性;E1 地震下,1# 非水中墩(固定墩)和 2# 水中墩及桩基强度满足规范要求;考虑到损伤桩基修复困难,E2 地震下对 2# 水中桩基的抗震性能进行了提高,经验算 2# 水中墩及桩基在 E2 地震下处于弹性状态;E2 地震下,1# 非水中墩(固定墩)纵桥向塑性铰区的变形能力、抗剪能力满足规范要求。

关键词: 动水压力;高桩承台连续梁桥;时程分析;抗震评估

中图分类号: U442.5+5

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2015)04-0028-05

Seismic Performance Evaluation of Continuous Girder Bridges with Elevated Pile Caps Considering the Effect of Dynamic Water Pressure

LI Lei, ZHANG Yongliang, CHEN Dun

(School of Civil Engineering, Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou, Gansu 730070, China)

Abstract: Taking a continuous girder bridge with deep elevated pile caps as the engineering background, the dynamic water pressure on bridge foundation was considered as additional quality according to Morison equation, and the influence of dynamic water pressure on the dynamic characteristics of the bridge was discussed. Under E1 and E2 earthquake, the seismic response analysis and aseismic calculation were carried out based on the requirements of seismic resistance in the Guidelines for Seismic design of Highway Bridges(2008 Edition) with the consideration of dynamic water pressure. The analysis results indicate that: dynamic water pressure will significantly change the dynamic characteristics of the continuous girder bridge with elevated pile caps; under E1 earthquake, the strength of 1# pier (fixed pier) out of water and 2# pier as well as piles foundation in water can meet the requirements of the guidelines; under E2 earthquake, considering difficult repair of the damaged piles, the seismic performance of 2# piles foundation in water are improved, which are in the elastic state during the earthquake; under E2 earthquake, the longitudinal plastic hinge deformation capacity and shear capacity of 1# pier out of water (fixed pier) can meet the requirements of the guidelines.

Keywords: dynamic water pressure; continuous girder bridge with elevated pile caps; time history analysis; aseismic evaluation

随着我国经济的快速发展及基础建设的需要,许多大型深水桥梁正在建设或者拟建当中。在地震作用下,动水压力对桥梁结构的影响不可忽视,而我国地处环太平洋地震带和亚欧地震带两大地震带之

间,地震频发,烈度大^[1-4],因此深水桥梁的抗震性能受到了国内专家、学者的高度重视。

通过汶川地震桥梁结构的震害分析,发现深水梁式桥梁结构的震害主要有落梁、桥墩破坏以及支

座损坏^[5]。一旦深水桥梁处于水中的桥墩部分发生损坏,其修复代价将会非常巨大^[5],故应对深水桥梁的非水中桥墩和水中桥墩进行区别对待。在 E1 地震下,非水中桥墩、水中桥墩以及桩基础均应保持弹性工作状态;在 E2 地震下,非水中桥墩塑性较区的变形能力、抗剪承载能力均应满足规范要求;水中桥墩及桩基础均应保持弹性工作状态。

由于深水桥梁结构一般都面临较深的水体和较弱的沉积岩,因此深水桥梁结构的基础均采用高桩承台基础。然而在地震作用下,高桩承台基础与水之间不可避免会发生相互作用。目前,这方面的研究工作主要有:文献[6-8]研究表明,对于深水中的桥梁结构而言,周围水的存在会对桥梁结构的动力特性和地震响应产生较大影响;文献[9]研究表明,对于深水高桩承台体系桥梁结构,承台上的动水压力采用附加质量和阻尼系数矩阵的解析解求解,单桩的附加质量采用莫里森方程求解,通过群桩系数修正得到群桩体系中各单桩的附加质量;文献[10]研究发现,非线性阻尼项对一般桥梁桩、墩结构地震反应的贡献很小,可以忽略,从而当采用 Morison 方

程考虑水的作用时,仅计算附加惯性力。

本文以某深水高桩承台连续梁桥为工程背景,应用 Morison 方程将水对桥梁的动水压力效应等效为附加质量考虑,讨论了动水压力对桥梁动力特性的影响。

1 工程概况

某高桩承台连续梁桥主桥为 68.8 m + 125 m + 68.8 m 变高度预应力混凝土连续梁桥,主梁断面采用 C55 混凝土,单箱单室结构,跨中梁高为 3 m,支点处梁高为 7 m,梁底采用二次抛物线渐变。桥面宽 18 m,其中行车道宽 14 m。桥墩采用实体式矩形桥墩(纵向尺寸及横向尺寸分别为 3.5 m, 9.0 m), 1# 非水中墩(固定墩)墩高 4.5 m, 2# 水中墩高 6.5 m, 桥墩承台尺寸为 17.5 m × 10.5 m × 3.5 m。1# 非水中墩、2# 水中墩的桩基础均为钻孔灌注桩基础,桩径为 2.0 m。桩基础均采用 C30 混凝土, 2# 墩采用高桩承台,从桩顶算起有 9.1 m 高度的桩身位于库区蓄水水位线以下。全桥总体布置图如图 1 所示。

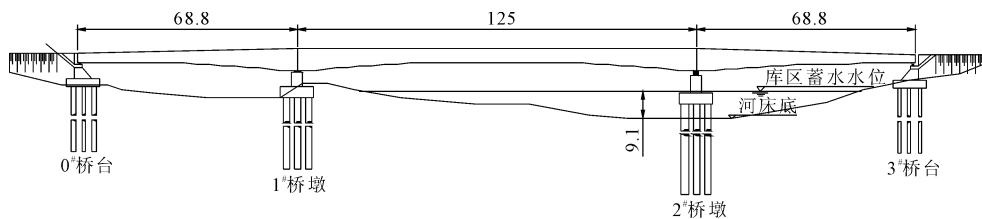


图1 深水高桩承台连续梁桥立面图(单位:m)

2 高桩承台桥梁动水压力分析方法

采用 Morison 方程,计算深水桥墩、桩基础所受的动水压力作用时,动水压力一般由未受扰动的加速度场和速度场引起的沿水运动方向作用在结构上的惯性力和动水阻力组成。根据文献[10]的研究成果,本文采用 Morison 方程考虑动水压力作用时,仅计算附加惯性力。

2.1 承台动水压力计算方法

对于矩形承台结构,其上作用的动水附加质量采用等效圆柱体的动水附加质量乘上修正系数 K_c 得到^[11-13],修正系数 K_c 按式(1)计算。矩形截面和圆形截面等效的等效关系如图 2 所示。

$$K_c = 0.94732 + \frac{2.59648}{1 + \left[\frac{D/B}{0.09516} \right]^{0.54638}} \quad (1)$$

(0.1 ≤ D/B ≤ 10)

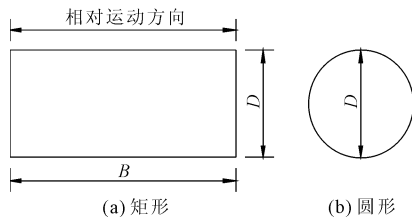


图2 不同截面换算关系

2.2 桩动水压力计算方法

地震荷载作用下,基于 Morison 方程,单位桩长附加质量采用式(2)计算^[9]:

$$m_a = C_a \rho \Delta V \quad (2)$$

式中: m_a 为单位桩长上的附加质量; C_a 为动水附加质量系数,对于桩其值取为 1; ρ 为水的密度; ΔV 为单位桩长的排水体积。

对于群桩基础的群桩效应,采用我国《海港水文规范》^[14](JTJ213-1998)所采用的单桩上的动水压力乘以相应的群桩系数。

3 动水压力对桥梁动力特性的影响

3.1 有限元计算模型

采用有限元分析软件 Midas - civil 建立全桥有限元模型,对其进行动力特性分析,模型中桥墩、承台及主梁均采用空间梁单元进行模拟。1# 非水中墩桩土相互作用依据《公路工程抗震设计细则》^[15](JTG/TB02 - 01 - 2008)的规定,简化成平动及转动弹簧施加于承台底,2# 水中墩桩土相互作用简化为弹簧模拟,弹簧的刚度按 m 法计算。2# 水中承台、桩动水压力作用按动水附加质量计算,支座按主从自由度进行模拟。全桥有限元模型如图 3 所示。

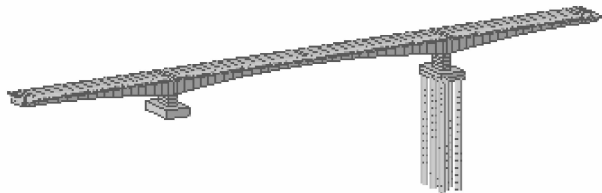


图 3 全桥有限元模型

3.2 动力特性分析

采用多重 Ritz 向量法,分别对高桩承台连续梁桥在考虑动水压力与不考虑动水压力两种工况下进行模态分析,得到该桥的自振频率、周期及相应的振型。在两种工况下,两者的振型特征相同,动水压力影响明显的三阶振型见图 4 所示。高桩承台连续梁的前 5 阶的自振频率及振型如表 1 所示。

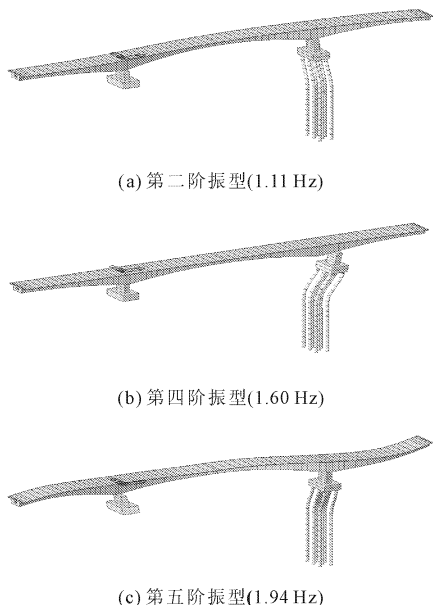


图 4 考虑动水压力下桥梁的振型图

表 1 高桩承台连续梁桥自振频率及振型

| 模态 | 工况 | 自振频率/Hz | 振型特征 |
|----|----|---------|---------------------------|
| 1 | a | 0.783 | 主梁竖向弯曲振动 |
| | b | 0.782 | |
| 2 | a | 1.125 | 2# 水中墩桩基础横桥向弯曲振动 |
| | b | 1.114 | |
| 3 | a | 1.528 | 主梁竖向弯曲振动, 2# 水中墩桩基横桥向弯曲振动 |
| | b | 1.527 | |
| 4 | a | 1.961 | 2# 水中墩桩基础顺桥向弯曲振动 |
| | b | 1.596 | |
| 5 | a | 2.149 | 2# 水中墩桩基础横桥向弯曲振动 |
| | b | 1.943 | |

注:工况 a:不考虑动水压力;工况 b:考虑动水压力。

由高桩承台连续梁桥的自振频率及振型可知:(1) 该连续梁桥考虑动水压力效应的自振频率均比不考虑动水压力效应的自振频率小;(2) 动水压力效应对该连续梁桥的第二阶到第五阶自振频率影响比较明显,其第二阶到第四阶自振频率差值大致呈增大的趋势;(3) 该连续梁桥的第二阶至第五阶振型为 2# 水中墩桩基础横桥向或顺桥向弯曲振动,表明 2# 水中墩桩基础由于缺少土体的侧向约束作用,其顺桥向和横桥向抗弯刚度均较低,故对该桥进行地震反应分析以及抗震设计时需要重点考虑水中桩基的设计。

4 E1 地震下地震反应分析及抗震评估

4.1 考虑动水压力效应的反应谱分析

在 E1 地震作用下,1# 非水中墩、2# 水中墩及桩基础均应保持弹性工作状态。根据场地地震效应评价,桥址抗震设防烈度为 8 度,设计加速度值为 0.20 g,设计特征周期为 0.40 s,工程场地类别为 II 类,抗震设计分组为第二组,结构阻尼比取 5%。对该桥按反应谱法分别计算顺桥向 X 和横桥向 Y 两个方向地震作用。地震作用与恒载作用组合后桥墩墩底及桩身内力峰值见表 2 所示。

表 2 恒载作用与地震作用组合后结构内力表

| 墩号 | 控制截面 | 计算方向 | 弯矩 / (kN·m) | 剪力 / kN | 轴力 / kN |
|----|------|------|-------------|---------|---------|
| 1# | 墩底 | 顺桥向 | 70701.1 | 15761.7 | 72191.2 |
| | 截面 | 横桥向 | 57767.7 | 5766.0 | 72191.2 |
| 2# | 墩底 | 顺桥向 | 2697.2 | 717.0 | 73825.0 |
| | 截面 | 横桥向 | 58565.8 | 4854.8 | 73825.0 |
| | 桩身 | 顺桥向 | 4812.4 | 667.0 | 9337.0 |
| | 截面 | 横桥向 | 5753.8 | 794.3 | 8248.3 |

4.2 抗震验算

桥墩配筋率为 0.62%, 桩基础配筋率为 1.18%, 计算恒载轴力下的桥墩和桩基础的屈服弯矩值, 将墩底、桩身弯矩峰值与屈服弯矩进行对比。1# 非水中墩墩底、2# 水中墩墩底和桩基础抗震验算见表 3。

表 3 1#、2# 桥墩墩底以及桩基础强度验算

| 墩号 | 位置 | 计算方向 | 弯矩峰值 / (kN·m) | 屈服弯矩 / (kN·m) |
|----|----|------|---------------|--------------------|
| 1# | 墩底 | 顺桥向 | 70701.1 | 2.01×10^5 |
| | | 横桥向 | 57767.7 | 5.18×10^5 |
| 2# | 墩底 | 顺桥向 | 2697.2 | 2.03×10^5 |
| | | 横桥向 | 58565.8 | 5.23×10^5 |
| | 桩身 | 顺桥向 | 4812.4 | 1.51×10^4 |
| | | 横桥向 | 5753.8 | 1.51×10^4 |

由表 3 可知:

(1) 1# 非水中墩(固定墩)纵桥向的抗震性能控制桥墩的抗震设计; 2# 水中墩的横桥向控制桩基础的抗震设计。

(2) 1# 非水中墩、2# 水中墩和桩身弯矩值均小于其屈服弯矩值, 该桥的抗震性能满足 E1 地震下的抗震设防要求。

5 E2 地震下地震反应分析及抗震评估

在 E2 地震作用下, 1# 非水中墩塑性变形能力和抗剪承载能力均应满足要求; 2# 水中墩和桩基础均应保持弹性工作状态。

5.1 1# 非水中墩塑性转动能力及抗剪能力验算

5.1.1 1# 非水中墩容许转动能力计算

为了保证 E2 地震下桥墩的塑性转动能力, 该桥设计中, 1# 非水中墩的主筋采用 HRB335, 纵筋配筋率为 0.62%, 钢筋应力 - 应变关系采用曲线强化模型, 约束混凝土应力 - 应变关系采用 Mander 模型。

采用墩底恒载轴力, 用 UCfyber 程序计算墩底截面的弯矩 - 曲率关系全过程曲线。1# 非水中墩墩底截面纵向的弯矩 - 曲率分析结果见表 4, 全过程曲线见图 5。

表 4 1# 墩底截面弯矩、曲率

| 屈服弯矩 / (kN·m) | 屈服曲率 / (rad·m ⁻¹) | 极限弯矩 / (kN·m) | 极限曲率 / (rad·m ⁻¹) |
|---------------------|-------------------------------|---------------------|-------------------------------|
| 1.981×10^5 | 6.87×10^{-4} | 2.767×10^5 | 48.81×10^{-3} |

根据极限破坏的曲率能力按式(3)塑性铰区域的最大容许转角为:

$$\theta_u = L_p(\phi_u - \phi_y)/K \quad (3)$$

式中: ϕ_y 为截面的等效屈服曲率; ϕ_u 为截面极限破坏状态曲率; K 为延性安全系数, 取 $2.0^{[13]}$; L_p 为等效塑性铰长度。

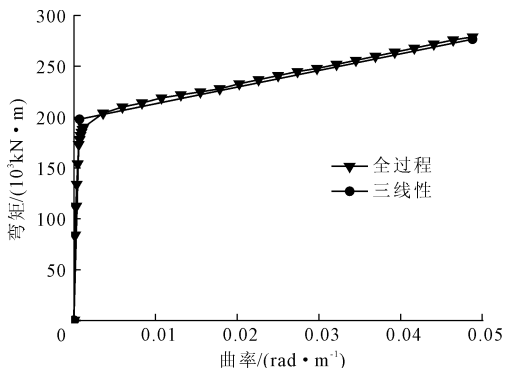


图 5 1# 墩墩底截面弯矩 - 曲率曲线

等效塑性铰长度取式(4)、式(5)两者计算结果的较小值;

$$L_p = 0.08H + 0.022f_y d_s \geq 0.044f_y d_s \quad (4)$$

$$L_p = \frac{2}{3}b \quad (5)$$

式中: H 为桥墩高; b 为桥墩的短边长度; f_y 为纵筋抗拉强度标准值; d_s 为纵筋直径。

由以上式计算得:

$$L_p = 0.596 \text{ m}, \theta_u = 0.143 \text{ rad.}$$

5.1.2 E2 水准下 1# 非水中墩塑性转动能力验算

E2 地震动力时程反应分析的输入地震波采用该桥桥址处的 3 条安全评价地震波。在 1# 非水中墩(固定墩)墩底沿纵桥向设置塑性铰, 塑性铰的滞回规则采用 Clough 模型, 应用 Newmark - β 法逐步积分求解。

E2 地震作用下一条地震波作用下 1# 非水中墩墩底塑性铰区转角时程曲线如图 6 所示, 墩底塑性铰弯矩 - 转角滞回曲线如图 7 所示, 墩底塑性转动能力验算结果如表 5 所示。

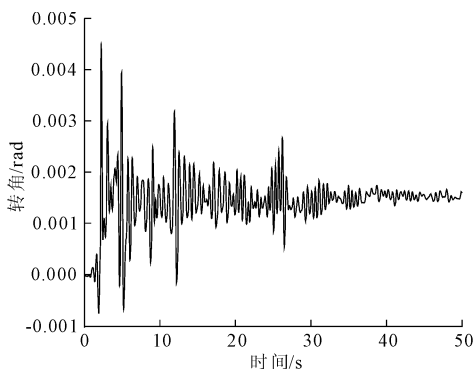


图 6 1# 墩底塑性铰区转角时程曲线

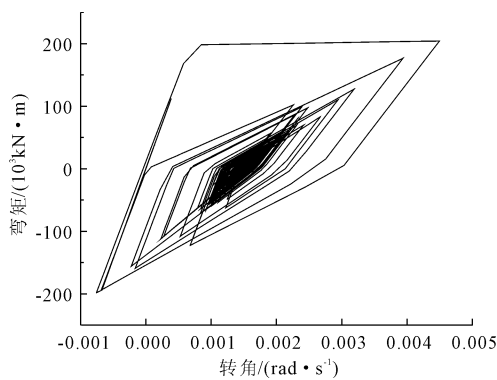


图 7 1# 墩底塑性铰弯矩—转角滞回曲线

表 5 1# 墩墩底顺桥向塑性转角验算表 单位:rad

| 地震波 | 塑性转角 | 容许转角 |
|-----|-------|--------|
| 第一条 | 0.004 | 0.0143 |
| 第二条 | 0.003 | 0.0143 |
| 第三条 | 0.004 | 0.0143 |

由图 7 和表 5 可知, E2 地震作用下, 1# 非水中墩纵桥向处于屈服状态, 但墩底的最大塑性铰转角小于计算容许转角值, 可满足 E2 地震的抗震设防目标。

5.1.3 E2 水准下 1# 非水中墩抗剪能力验算

(1) 塑性铰区剪切强度验算公式

依据《公路桥梁抗震设计细则》^[15] (JTG/T B02-01-2008) 知, 抗剪强度 V_{cu} 由两部分构成, 一部分为混凝土对剪切强度的贡献 V_c , 另一部分为箍筋的贡献 V_s 。计算公式如下:

$$L_p = 0.08H + 0.022f_y d_s \geq 0.044f_y d_s \quad (6)$$

式中: φ 为抗剪强度折减系数, $\varphi = 0.85$; f'_c 为混凝土抗压强度标准值, MPa; A_e 为核心混凝土面积, cm^2 ; V_s 为箍筋提供的抗剪能力, kN。

$$V_s = 0.1 \frac{A_k b}{S_k} f_{yh} \leq 0.067 \sqrt{f'_c} A_e \quad (7)$$

式中: A_k 为同一截面上箍筋的总面积, cm^2 ; S_k 为箍筋的间距, cm ; f_{yh} 为箍筋抗拉强度设计值, MPa; b 为沿计算方向墩的宽度, cm 。

(2) 1# 桥墩塑性铰区纵向抗剪验算

$V_{cu} = 4.112 \times 10^4 \text{kN} < 5.28 \times 10^4 \text{kN}$ (由 1# 墩底极限弯矩反算得到), 说明 1# 桥墩塑性铰区纵向抗剪强度不满足规范要求。当配箍率 μ 增大到 0.69% 时, $V_{cu} = 5.430 \times 10^4 \text{kN} > 5.28 \times 10^4 \text{kN}$, 1# 桥墩塑性铰区纵向抗剪强度满足规范要求。

5.2 2# 水中墩承载能力及桩基础抗震验算

如果水中桥墩及桩基础在地震中发生损伤, 其

加固维修的费用非常昂贵, 因此, 对 2# 水中墩及桩基础采用弹性设计方法进行抗震设计。在 E2 地震作用下, 2# 水中墩及桩基础始终处于弹性状态。

根据 E2 地震下的弹塑性时程反应分析得 2# 水中墩墩底弯矩峰值、桩基础的最大弯矩值。当桩基础纵筋配筋率达到 2.5%、配箍率达到 3.0% 时, 桩基础最大弯矩值小于其屈服弯矩值, 故 2# 水中墩桩基础处于弹性状态。2# 水中墩以及桩基础抗震验算见表 6 所示。

表 6 2# 墩及桩身强度验算 单位: kN·m

| 位置 | 激励方向 | 弯矩峰值 | 屈服弯矩 |
|-------|------|--------------------|--------------------|
| 2# 墩 | 顺桥向 | 1.05×10^4 | 2.03×10^5 |
| | 横桥向 | 2.40×10^5 | 5.23×10^5 |
| 2# 墩桩 | 顺桥向 | 1.70×10^4 | 2.33×10^4 |
| | 横桥向 | 2.32×10^4 | 2.33×10^4 |

6 结 论

通过考虑动水压力效应, 对该高桩承台连续梁桥进行了 E1、E2 地震下的地震反应分析及抗震性能验算。结果表明:

- (1) 动水压力将明显改变高桩承台连续梁桥的动力特性;
- (2) E1 地震下, 1# 非水中墩 (固定墩) 和 2# 水中墩及桩基础的强度满足规范要求;
- (3) 考虑到水中桥墩震后损伤修复困难, E2 地震下对 2# 水中桩基础的抗震性能进行了提高, 经验算 2# 水中墩及桩基础在 E2 地震下处于弹性状态;
- (4) E2 地震下, 1# 非水中墩 (固定墩) 纵桥向塑性铰区的变形能力、抗剪能力满足规范要求。

参考文献:

- [1] 王克海. 桥梁抗震研究 [M]. 北京: 中国铁道出版社, 2007.
- [2] 戴晓春, 袁明. 高速铁路长联大跨连续梁桥地震响应分析 [J]. 桥梁建设, 2006(S2): 144-146.
- [3] 褚一, 王菲. 罕遇地震下城际铁路连续梁桥延性抗震设计 [J]. 铁道工程学报, 2012(4): 66-72.
- [4] 邓小伟. 基于两水平设防的连续梁桥抗震性能分析 [J]. 石家庄铁道大学学报: 自然科学版, 2012, 25(4): 39-42.
- [5] 庄卫林, 刘振宇, 蒋劲松. 汶川大地震公路桥梁震害分析及对策 [J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(7): 1377-1387.