文章编号: 1000-8608(2011)02-0226-04

钢管混凝土拱桥可靠度分析

康海贵*1,张 晶1,余大胜^{1,2}

(1.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;
2.上海建工集团,上海 200022)

摘要:为了研究由于施工产生的误差对结构可靠度的影响,针对钢管混凝土拱桥的特点,采 用应力叠加法(也即极限状态设计法)模拟了钢管混凝土拱桥成桥过程,运用响应面法结合 FORM 计算了结构体系可靠度.分别计算了拱桥拱轴线设计高度及拱轴线下降 0.3 m 两种 荷载工况下的结构体系可靠度.计算结果表明按 1/2 跨截面影响线布载时桥梁的可靠指标最低;在这种最不利工况下,拱轴线下降前后的结构体系失效概率变化较大,下降 0.3 m 后的失 效概率是设计时的 5.2 倍,相应的可靠指标也由设计拱轴线时的 3.04 下降为 2.44.

关键词:钢管混凝土拱桥;主拱圈;主拱位移偏差;结构体系可靠度 中图分类号:U416.21 文献标志码:A

0 引 言

近年来,随着拱圈材料强度的提高、结构体系 的更新及施工工艺的改进,特别是钢管混凝土材 料在工程中的广泛应用,拱式结构在大跨度桥梁 结构中又重新焕发了青春.目前世界上跨径最大 的钢管混凝土拱桥为四川巫山长江大桥,跨度达 到 460 m.

然而,钢管混凝土拱桥作为一种应用新材料 的桥型,其理论研究目前还相对滞后,跟不上发展 的步伐.对钢管混凝土拱结构受力特性的研究还 刚刚开始,其大长细比、曲杆、压弯等特性与直杆 的轴心受压如柱子的受力特性是不同的;而直接 套用圬工拱桥或钢筋混凝土拱桥的计算方法也不 太合理,更何况拱桥的设计理论也不完善.目前钢 管混凝土拱桥可靠度研究还处于构件可靠度阶 段,其体系可靠度计算还没有进入实用阶段.结构 体系可靠度计算方法主要有区间估计法和点估计 法.其中点估计法应用较为广泛.本文用应力叠加 法拟合成桥施工过程,运用 RSM-FORM 分析法 计算结构体系可靠度,并深入讨论在各种不利工 况下结构的安全情况.

1 RSM-FORM 分析法

RSM-FORM 分析法综合运用 RSM (response surface method)、FEM(finite element method)、FORM(first order reliability method) 计算结构主要失效模式的可靠指标,该方法包括 3方面的内容:①采用 RSM 近似表达极限状态方 程;②采用 FEM 进行确定性分析;③运用 FORM 计算结构主要失效模式的可靠指标.因为各主要 失效模式之间是串联体系,所以可以通过点估计 计算结构体系可靠度.其中①、②部分在 ANSYS 上运用 APDL 语言编写,③部分运用 FORTRAN 语言实现.

Maymon^[1]在商用软件 ANSYS 平台上利用 APDL 语言成功地实现了利用确定性分析软件计 算验算点位置. Borri 等^[2]同样在 ANSYS 平台上 利用它内含的优化模块计算验算点位置,继而分 析结构的可靠度.

Bucher 等^[3,4]利用 ANSYS 的结构分析功能, 结合响应面分析、Monte Carlo 抽样和方向抽样方 法进行结构可靠度计算,开发的 SLang (CALreliability)在有限元程序 FEAP 上集成了一次可 靠度算法、二次可靠度算法、Monte Carlo 模拟法, 既可以计算元件可靠度,也能够分析系统可靠度.

2 钢管混凝土桥梁体系可靠度分析

2.1 实例简介

本次计算以某拱桥为实例,该拱桥由主桥和 引桥组成.主桥由三孔不等跨中承式钢管混凝土 拱桥(主跨部分见图 1)组成,长为 403.928 m;拱 肋布置在快车道与慢车道之间,为两条分离式平 行无铰钢管混凝土拱肋,中心距离为 18 m,主桥 总宽度为 32.5 m.主拱计算跨径为 143.666 m, 计算矢高为 35.017 m,净矢跨比为 1/4.117.主拱 拱肋由 2 根 ϕ 700 mm×10 mm 上弦钢管、2 根 ϕ 700 mm×10 mm 下弦钢管、 ϕ 245 mm×10 mm 竖斜腹杆及 ϕ 300 mm×10 mm 横联钢管组成等 截面钢桁架,拱肋高 3.4 m、宽 1.8 m,上、下弦钢 管内填充 C50 混凝土.国内首次在严寒地区建造 钢管混凝土拱桥,经验不足,导致在施工过程中主 桥拱轴线均匀下降,最大位移在拱顶处,下降 300 mm,建模过程参见文献[5、6].



-4363 0.201E+07^{0,403E+07} 0.807E+07^{0,121E+08} 0.121E+08 0.161E+08 图 1 结构整体的 von Mises 应力等值线 Fig. 1 Structural von Mises stress isoline

2.2 分析模型

为真实反映桥梁施工过程、最不利活载情况 及拱肋实际合拢高度,计算模型选择如下:

(1)桥梁静力计算依据可靠度设计理论,采用 极限状态设计方法,运用应力叠加法拟合结构的 实际受力情况;

(2)车道荷载的布置分为6车道和2车道,其 中2车道为荷载偏载情况,纵桥向按主跨1/2跨 截面影响线、1/4跨截面影响线、1/8跨截面影响 线布载;

(3)桥梁模型分为设计拱轴线和拱轴线顶部 下降 0.3 m.

因钢管混凝土结构是分步施工的,应力叠加 法所考虑的荷载效应如下:

① 钢管铰接时自重荷载效应 S(1);

②钢管铰接时温降荷载效应 S(2);

③钢管铰接时混凝土自重荷载效应 S(3);

④ 钢管固结、混凝土温度收缩荷载效应 S(4);

⑤ 安装桥横梁和面板后,桥面板和横梁自重 荷载效应 S(5);

⑥ 汽车、人群荷载效应 S(6);

⑦桥梁的温度下降荷载效应 S(7).

可靠度分析共定义了 5 个极限状态方程,也 即桥梁的 5 个主要失效模式,结构失效模式判断 准则如下:

(1)汽车、人群荷载作用时,跨中挠度不允许 超过预拱度 L/1 000,拱桥在设计时考虑恒载对桥 梁拱肋挠度的影响而设计了预拱度,因此极限状态 方程中只考虑汽车、人群荷载等活载产生的挠度;

(2) 主拱肋钢管杆件的应力不能超过屈服应 力,钢管的屈服应力极限状态方程为

S = S(1) + S(2) + S(3) + S(4) + S(5) +

 $S(6) + S(7) \leqslant R;$

(3) 主拱肋腹杆的应力不能超过屈服应力, 腹杆的屈服应力极限状态方程为

 $S = S(1) + S(2) + S(3) + S(4) + S(5) + S(6) + S(7) \leq R;$

(4) 主拱肋混凝土的拉应力不能超过屈服应 力,混凝土的屈服应力极限状态方程为

 $S = S(3) + S(4) + S(5) + S(6) + S(7) \leq R;$ (5) 主拱肋混凝土的压应力不能超过屈服应

力,混凝土的屈服应力极限状态方程为

 $S = S(3) + S(4) + S(5) + S(6) + S(7) \leq R$ 功能函数可以写做:

$$z_{1} = g_{1} (E_{s}, F_{c}, F_{m}, \Omega_{m1}, \Omega_{m2}, \Omega_{m3}, E_{c}, \Omega_{p1}, \Omega_{p2}) = 0.144 - d(E_{s}, F_{c}, F_{m}, \Omega_{m1}, \Omega_{m2}, \Omega_{m3}, E_{c}, \Omega_{p1}, \Omega_{p2})$$
(1)
$$z_{2} = g_{2} (E_{s}, F_{c}, F_{m}, \Omega_{m1}, \Omega_{m2}, \Omega_{m3}, E_{c}, \Omega_{p1}, \Omega_{p2}) = \Omega_{p1} \times \Omega_{m1} \times 2.35 \times 10^{8} -$$

$$(E_{\rm s}, F_{\rm c}, F_{\rm m}, \Omega_{\rm m^2}, E_{\rm c})$$

$$(2)$$

$$z_{3} = g_{3}(E_{s}, F_{c}, F_{m}, \Omega_{m1}, \Omega_{m2}, \Omega_{m3}, E_{c}, \Omega_{p1}, \Omega_{p2}) = \Omega_{p1} \times \Omega_{m2} \times 3.43 \times 10^{8} - \sigma_{2}(E_{s}, \Omega_{m1}, E_{c})$$

$$egin{aligned} &z_4 \!=\! g_4 \left(E_{\mathrm{s}}\,,F_{\mathrm{c}}\,,F_{\mathrm{m}}\,,\Omega_{\mathrm{ml}}\,,\Omega_{\mathrm{m2}}\,,\Omega_{\mathrm{m3}}\,,E_{\mathrm{c}}\,,\Omega_{\mathrm{pl}}\,,\Omega_{\mathrm{p2}}
ight) = \ &\Omega_{\mathrm{p2}} imes \Omega_{\mathrm{m3}} imes 2.\,51 imes 10^6 - \ &\sigma_3 \left(E_{\mathrm{s}}\,,F_{\mathrm{c}}\,,F_{\mathrm{m}}\,,\Omega_{\mathrm{m2}}\,,E_{\mathrm{c}}
ight) \ &z_5 \!=\! g_5 \left(E_{\mathrm{s}}\,,F_{\mathrm{c}}\,,F_{\mathrm{m}}\,,\Omega_{\mathrm{m2}}\,,\Omega_{\mathrm{m2}}\,,\Omega_{\mathrm{m3}}\,,E_{\mathrm{c}}\,,\Omega_{\mathrm{pl}}\,,\Omega_{\mathrm{p2}}
ight) = \end{aligned}$$

$$\Omega_{\rm p2} \times \Omega_{\rm m3} \times 3.24 \times 10^7 - \sigma_4 (E_{\rm s}, F_{\rm c}, F_{\rm m}, E_{\rm c})$$
(5)

式中:d为跨中挠度,因为钢管混凝土桥梁对于拱 肋最大挠度还没有规范,实际工程中一般钢管混 凝土拱桥取值为 L/1 000; σ₁ 为 16Mn 钢的最大 von Mises 应力; σ_2 为 A3 钢的最大 von Mises 应 力; σ_3 为 C50 混凝土的最大 von Mises 拉应力; σ_4 为 C50 混凝土的最大 von Mises 压应力.

在第 2~5 个极限状态函数的定义上,采用各 杆件最大应力不超过屈服应力,并没有特别指定 某个杆件,这在一定程度上反映了整个结构体系 的可靠度,只不过把构件之间理想化为简单的串 联体系. 可靠度分析是通过反复变更几何参数、材质、 荷载等分析参数实现的,其特征值的分布类型、均 值和标准差取值参考文献[7].文中的桥梁计算, 依据荷载调查和桥梁在设计、施工、使用过程中各 因素的考虑,其分析参数见表 1.

2.3 静力可靠度分析

2.3.1 失效模式的可靠指标计算结果汇总 各 工况下的可靠指标 β 见表 2.

表 1	大桥结木	勾随机输入	变量的约	统计特	征
Tab. 1	Statistics of	the random	variables	for the	bridge

随机变量	符号	分布类型	均值	标准差
Q235、A345 钢的弹性模量	E_{s}	正态分布	2.1×10 ¹¹ Pa	1.05×10 ¹⁰ Pa
车道荷载	$F_{\rm c}$	Gumbel 分布	9.654 $ imes$ 10 ³ kN/m	$1.043 \times 10^3 \text{ kN/m}$
人群荷载	${F}_{ m m}$	Gumbel 分布	2.05 $ imes$ 10 ³ kN/m	0.644 $ imes$ 10 ³ kN/m
Q235 钢的材料不确定性	$arOmega_{ m m1}$	正态分布	1.08	0.08
A3 钢的材料不确定性	$arOmega_{\mathrm{m2}}$	正态分布	1.09	0.07
C50 混凝土的弹性模量	$E_{\rm c}$	正态分布	3.45×10 ¹⁰ Pa	0.5175×10 ¹⁰ Pa
C50 混凝土材料不确定性	$arOmega_{ m m3}$	正态分布	1.32	0.135
Q235、A345钢的计算模型不确定性	$arOmega_{ m p1}$	正态分布	1.15	0.13
C50 混凝土的计算模型不确定性	$arOmega_{ m p2}$	正态分布	1.145	0.135

表 2 各失效模式的可靠指标

# 4 고 순		β					
何致 与 工况 函	切能 函数	1/2 跨截面 6 车道	1/2 跨截面 2 车道	1/4 跨截面 6 车道	1/4 跨截面 2 车道	1/8 跨截面 6 车道	1/8 跨截面 2 车道
	z_1	8.52	7.83	9.56	7.77	32.80	8.34
37 . 31.	z_2	3.41	4.08	3.45	3.42	3.67	4.23
以月 批妯姥	z_3	8.70	6.32	6.32	6.32	6.32	6.32
洪祖线	z_4	2.86	2.84	6.82	6.84	3.42	4.22
	z_5	3.32	4.10	3.07	3.82	4.10	4.59
	z_1	_	7.83	_	10.20	_	14.00
拱轴线	z_2	2.63	4.08	2.56	3.94	3.69	4.85
下降	z_3	6.32	6.32	6.32	7.32	6.32	7.32
0.3 m	z_4	_	_	_	3.55	_	8.38
	z_5	2.78	4.10	3.09	3.80	4.12	4.71

Tab. 2 Reliability indices of different failure modes

由表 2 可知,桥梁的挠度较小,趋于安全;结构的最不安全环节主要集中在拱肋钢管屈服破坏 和拱肋内混凝土受压破坏.为此有必要在两种拱 轴线情况下,对结构的主要失效模式作一比较.

2.3.2 桥梁主要失效模式可靠指标比较 由图 2、3可知,下降拱轴线的主要失效模式可靠指标 与设计拱轴线相比较,更多的工况下没有大的变 化,但是在桥梁的控制截面,下降拱轴线比设计拱 轴线的可靠指标低;下降后的主要失效模式为1/2 跨截面 6 车道时的拱顶钢管偏心受压破坏.

2.3.3 桥梁体系可靠度 本次计算对失效模式 的判断基于静力计算和经验.通过计算结构主要 失效模式得到桥梁体系的可靠度.各布载方式下 的 5 种失效模式之间是串联体系;不同的布载方 式之间也是串联体系.同一布载方式下各失效模 式间的相关性非常强,相关系数接近于 1.0,因此



图 2 拱肋钢管极限状态控制截面可靠指标比较

Fig. 2 Comparison of steel cube reliability in the control section of main arch rib under ultimate state



图 3 拱肋混凝土极限状态控制截面可靠指标比较

Fig. 3 Comparison of concrete reliability in the control section of main arch rib under ultimate state

同一布载方式下可靠指标最小的失效模式可以代 表该体系的可靠度情况.目前还没有不同布载方 式间相关性的统计资料,为了体现不同工况下结 构的反应特点,本文考虑各工况相互独立,即相关 系数为 0.整座桥梁钢管失效的可靠指标可以用 点估计法的近似计算法得到,利用串联体系的相 乘原理得到的结果能满足精度要求.

表 3 给出了 2 种拱轴线在正常使用荷载情况 下的结构体系可靠度(P_f 为失效概率).

表 3 桥梁体系可靠指标对照

Tab. 3 Comparison of the structural system reliability in arch bridge

工况	β	$P_{\rm f}/10^{-3}$
下降拱轴线	2.44	7.344
设计拱轴线	3.04	1.183

3 结 论

(1)钢管混凝土拱桥的拱肋挠度和腹杆极限

状态的可靠指标很大,可靠性较高;

(2)按1/4、1/8 跨截面影响线布载时的失效 模式都发生在拱脚处;按1/2 跨截面影响线布载 时,失效模式发生在拱顶拱肋处.

(3)按1/2 跨截面影响线布载时可靠指标最低,是桥梁的最不利布载方式;

(4) 拱轴线下降 0.3 m 后,体系可靠指标由 设计拱轴线时的 3.04 下降到 2.44,失效概率增 加了 5.2 倍.由此可见钢管混凝土拱桥施工过程 中精度控制的重要性.

参考文献:

- MAYMON G. Direct computation of a stochastic structure using a finite element code [J]. Structural Safety, 1994, 14(3):185-202
- [2] BORRI A, SPERANZINI E. Structural reliability analysis using a standard deterministic finite element code [J]. Structural Safety, 1997, 19(4):361-382
- [3] BUCHER C G. Adaptive sampling an iterative fast Monte Carlo procedure [J]. Structural Safety, 1988, 5(2):119-126
- [4] BUCHER C G, BOURGUND U. A fast and efficient response surface approach for structural reliability problems [J]. Structural Safety, 1990, 7(1):57-66
- [5] 张胜民. 基于有限元软件 ANSYS 7.0 的结构分析 [M]. 北京:清华大学出版社, 2003
- [6] 张立明. ALGOR、ANSYS 在桥梁工程中的应用方法 与实例[M]. 北京:人民交通出版社,2003:271-314
- [7] 中华人民共和国建设部. GB50153—92 工程结构可 靠度设计统一标准[S]. 北京:中国计划出版社, 1992

Reliability analysis of concrete-filled steel tubular arch bridge

KANG Hai-gui^{*1}, ZHANG Jing¹, YU Da-sheng^{1,2}

(1. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China;
 2. Shanghai Construction (Group) General Co., Shanghai 200022, China)

Abstract: In order to study the effect on structural reliability of concrete-filled steel tubular (CFST) arch bridge due to construction errors, aiming at the characteristics of CFST arch bridge, using the stress superposition method (limit state design method) to simulate CFST arch bridge construction process, the structural reliability of CFST arch bridge is studied by using the response surface method (RSM) combined with the first-order reliability method (FORM). The structural system reliability of CFST arch bridge is correct and falls in 0.3 m. The results show that if the loading is put on the bridge according to the influence line of 1/2 span length, the failure probability is the biggest. Under the most unfavorable working conditions, it can be found that if the normal axis of arch bridge is the 5.2 times of the original design conditions, and the corresponding reliability index decreases from 3.04 to 2.44.

Key words: concrete-filled steel tubular arch bridge; main arch rib; deviation of arch rib; structural system reliability