杜骞,夏修身,孙学先.大跨度钢管混凝土拱桥非线性抗震性能研究[J].地震工程学报,2018,40(2):206-212.doi:10.3969/j. issn.1000-0844.2018.02.206

DU Qian, XIA Xiushen, SUN Xuexian, Nonlinear Seismic Behavior of Long-span Concrete-filled Steel Tubular Arch Bridges[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2018, 40(2): 206-212. doi:10.3969/j.issn.1000-0844.2018.02.206

# 大跨度钢管混凝土拱桥非线性抗震性能研究。

## 杜 骞,夏修身,孙学先

(兰州交通大学土木工程学院,甘肃兰州 730070)

摘要:基于 OpenSees 平台建立钢管混凝土拱桥动力分析模型,并与 Midas Civil 模型结果进行比 对。通过一条强震记录下的 IDA 分析,得到钢管混凝土拱桥拱肋横桥向非线性地震性能,比较拱 肋采用弹性梁单元和纤维梁单元两种模型的拱脚弯矩时程曲线和拱顶位移时程曲线,分析拱肋关 键截面屈服机理,绘制它们的曲率 IDA 曲线和拱顶位移 IDA 曲线。研究结果表明:横桥向在强震 作用下拱脚和拱顶不一定先屈服,而是在拱肋截面突变或有集中质量连接处,在设计时需重点考 虑;随着地震动增大,先是与横撑连接处拱肋首先屈服,然后是拱脚和拱顶位置,最后向整个拱肋扩 展,拱肋非线性性能良好,仍有一定的抗震储备能力。

关键词:钢管混凝土拱桥;拱肋;增量动力分析;非线性抗震性能;纤维梁单元
中图分类号:U448.22
文献标志码:A
文章编号:1000-0844(2018)02-0206-07
DOI:10.3969/j.issn.1000-0844.2018.02.206

## Nonlinear Seismic Behavior of Long-span Concrete-filled Steel Tubular Arch Bridges

DU Qian, XIA Xiushen, SUN Xuexian

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

**Abstract**: Based on the OpenSees platform, a model of a concrete-filled steel tubular (CFST) arch bridge is analyzed, and then it is compared with the results of the Midas Civil model. Through the incremental dynamic analysis (IDA) under strong earthquake records, the transverse nonlinear seismic performance of the arch rib of the CFST arch bridge is discussed. The bending moment time history curves of the arch foot and the displacement time history curves of the vault are compared with those of two different arch rib models (elastic beam element and fiber beam element). The yield mechanisms of the key sections of the arch rib are analyzed, and their IDA curves and vault displacement are drawn. The results show that under strong ground motions, the arch foot and vault do not necessarily yield first, but the section-changing position or limped-mass connection of arch rib, which must be carefully considered in the design. With the increase in ground motion, the arch rib gradually yields, beginning with the bracings, and then the arch foot and vault, and then the whole arch rib. The arch rib has a good nonlinear performance and seismic capacity.

① 收稿日期:2017-08-20

Key words: CFST arch bridge; arch rib; incremental dynamic analysis; nonlinear anti-seismic behavior; fiber beam element

### 0 引言

钢管混凝土拱桥以其跨度大、拱肋强度高、塑性 好、自重小、结构造型美观等特点在拱桥中占很大比 重。目前我国抗震规范仍规定拱肋在罕遇地震下按 照基本不损伤构件设计<sup>[1]</sup>。在拱桥非线性地震反应 研究中,多数学者将拱肋的拱脚、拱顶、1/4、3/8等 截面作为关键截面进行分析,认为拱脚和拱顶为最 不利位置,设计时需进行加强<sup>[2-7]</sup>。但对拱桥拱肋在 大震下的塑性发展规律和非线性抗震性能研究 较少。

本文基于 OpenSees 平台建立钢管混凝土拱桥 的全桥模型,通过 IDA 分析研究拱肋塑性发展规律 和非线性地震性能,研究结果可为钢管混凝土拱桥 拱肋非线性抗震研究提供依据。

## 1 钢管混凝土应力一应变关系

钢管混凝土拱桥通常采用哑铃型和圆型两种拱 肋形式。当采用纤维梁模型模拟时,拱肋截面的纤 维划分如图1所示。



目前受约束混凝土应力一应变关系中峰值和极限应力应变参数的取值,国内外有 Von Mises、Mohr Coulomb、Drucker Prager、Smered Cracking、Susantha、Seanz、韩林海等模型方法<sup>[8-10]</sup>。本文采用 Susantha 模型(图 2)提供的方法<sup>[11]</sup>。



图 2 Susantha 模型混凝土本构关系



受约束混凝土受压峰值强度对应应变 ε... 计算:

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{cc} = \boldsymbol{\varepsilon}_{c} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{c}} - 1 \right) \right] \tag{1}$$

受约束混凝土受压峰值强度  $f'_{ee}$  计算:

$$f'_{\rm cc} = f'_{\rm c} + m f_{\rm rp}$$
 (2)

$$f_{\rm rp} = \beta \, \frac{2t}{D - 2t} f_{\rm y} \tag{3}$$

$$B = v_{\rm e} - v_{\rm s} \tag{4}$$

$$v'_{e} = 0.881 \times 10^{-6} \left(\frac{D}{t}\right)^{3} - 2.58 \times 10^{-4} \left(\frac{D}{t}\right)^{2} + 1.953 \times 10^{-2} \left(\frac{D}{t}\right) + 0.401 1$$
(5)

 $v_{\rm e} = 0.231\ 2 + 0.358\ 2v'_{\rm e} - 0.152\ 4\left(\frac{f_{\rm c}}{f_{\rm y}}\right) +$ 

$$4.843 \mathbf{v}'_{\mathrm{e}} \left(\frac{f'_{\mathrm{e}}}{f_{\mathrm{y}}}\right) - 9.169 \left(\frac{f'_{\mathrm{e}}}{f_{\mathrm{y}}}\right)^2 \tag{6}$$

受约束混凝土受压破坏强度  $f'_{eu}$  计算:

$$f'_{\rm cu} = \alpha f'_{\rm cc} \tag{7}$$

$$\alpha = 1 - Z \frac{\boldsymbol{\varepsilon}_{cu} - \boldsymbol{\varepsilon}_{cc}}{f_{cc}^{'}} \tag{8}$$

*Z*取值条件如下: 当 $R_t(f'_c/f_y) \leq 0.006$ 时,

$$Z=0; (9)$$

$$\stackrel{\text{M}}{=} R_{\tau} (f_{c}/f_{y}) \ge 0.006,$$

$$\left\{ Z = 1.0 \times 10^{5} R_{\tau} \frac{f_{c}}{f_{y}} - 600, f_{y} \le 283 \text{ MPa} \right\}$$

$$\left\{ Z = \left(\frac{f_{y}}{283}\right)^{13.4} \left[ 1.0 \times 10^{5} R_{\tau} \frac{f_{c}}{f_{y}} - 600 \right],$$

$$283 \le f_{y} \le 336 \text{ MPa} \right\}$$

$$\left\{ Z = 1.0 \times 10^{6} R_{\tau} \frac{f_{c}}{f_{y}} - 6 000, f_{y} \ge 336 \text{ MPa} \right\}$$

$$\left\{ Z = 1.0 \times 10^{6} R_{\tau} \frac{f_{c}}{f_{y}} - 6 000, f_{y} \ge 336 \text{ MPa} \right\}$$

式中:D 为钢管外直径;t 为钢管厚度;f,为钢管屈服强度,m 取 4.0,v,取 0.5。

根据混凝土规范<sup>[12]</sup>ε。取 0.002,ε<sub>cu</sub> 取 0.025。

#### 2 动力计算

#### 2.1 工程背景

某中承式钢管混凝土拱桥,主跨430 m,主梁采 用单箱三室钢筋混凝土箱梁。小里程引桥为2× 36 m钢筋混凝土连续梁,大里程引桥为2×30.5 m 钢筋混凝土连续梁。主拱肋两端拱脚附近采用上下 两根哑铃型钢管混凝土结构形式,中间部分为上下 四根钢管混凝土结构形式,钢管混凝土结构之间采 用钢桁架连接,两侧拱肋向主梁线路中线方向倾斜。 主拱拱脚跨度 430 m,矢高 112 m,拱轴线采用悬链 线形式(图 3)。其拱肋典型截面如图 4 所示。

#### 2.2 动力分析模型

拱肋结构采用 OpenSees 中基于位移的纤维 截面梁柱单元 Displacement-Based Beam-Column



图 3 全桥总布置图(单位:cm) Fig.3 Full bridge layout (Unit:cm)



Fig.4 Typical section of arch rib (Unit:cm)

Element模拟,拱肋间的型钢连接构件及横撑采用弹 性梁单元模拟,吊杆采用桁架单元模拟。拱肋每 10 m 左右划分 1 个单元,在关键截面处再加分单元,每 个纤维截面梁柱单元设置 5 个积分点,变截面中间处 的截面作为整个单元的截面。拱肋纤维截面的混凝 土和钢管分别采用 OpenSees 中的 Uniaxial Material Concrete01 本构模型(图 5)和 Uniaxial Material Steel01 本构模型(图 6)。钢管内混凝土按照受约束 混凝土分析,不考虑钢管变形的影响及它们之间的相 对滑移,相关参数计算见文献[11]。缀板内混凝土按 照无约束混凝土考虑。计算结果如表 1 和表 2 所列。



图 5 Concrete01本构模型 Fig.5 Concrete01 constitutive model





#### 表 1 Concrete01 本构模型参数

Table 1 Parameters of Concrete01 constitutive model

材 料	$f_{ m c}/{ m kPa}$	ε <sub>0</sub>	$f_{ m cu}/{ m kPa}$	ε <sub>u</sub>
C60 钢管混凝土	-63840	-0.008	-46840	-0.025
C40 普通混凝土	$-40\ 000$	-0.002	0	-0.004

表 2 Steel01 本构模型参数

Table 2	Parameters of Steel01	constitutive model	
材料	$f_{y}/\mathrm{kPa}$	$E_0/\mathrm{kPa}$	b

拱肋钢管	370 000	206 000 000	0.01

图 5、图 6 中: $f_c$ 为混凝土 28 d 的受压强度(压 为负); $\epsilon_0$ 为混凝土峰值强度对应的压应变(压为 负); $f_{cu}$ 为混凝土的破坏强度; $\epsilon_u$ 为混凝土的破坏强 度对应的应变; $F_y$ 为钢材的屈服强度; $E_0$ 为钢材的 初始切线模量;b为应变强化率(屈服后模量与初始 弹性模量之比); $\sigma$ 为应力; $\epsilon$ 为应变。

主梁、桥墩采用 Elastic Beam Column Element 单元模拟。其中主梁、桥墩为钢筋混凝土结构,主梁 变截面段按照单元中间截面计算。

模型中拱脚、桥墩基础按照固结考虑;主梁与桥 墩、主梁与拱肋横梁按照主从约束连接。模型边界 条件如表3所列。

Tuble e	Doan	un j coi	15th anne	or run	oriuge	
位置	x	У	z	$R_x$	$R_y$	$R_z$
主梁与拱肋	0	1	1	0	0	0
桥墩与主梁	1	1	1	1	0	1
桥台与主梁	0	1	1	1	0	1
拱脚及墩台底	1	1	1	1	1	1
注: <i>x</i> 、y、z 分别ウ	り纵桥 🛛	句、横桥	句、竖向	平动自r	由度;R <sub>x</sub>	$R_y$
D 八田小川	压白 樹	ボウル		白山南	。 = 二 r	5 - 6 - 1

表 3 全桥边界约束情况

Table 3 Boundary constraint of full bridge

注:x、y、z 分别为纵桥向、横桥向、竖向平动自由度;R<sub>x</sub>、R<sub>y</sub>、 R<sub>z</sub> 分别为纵桥向、横桥向、竖向转动自由度;0 表示自由;1 表示有(主从)约束。

### 2.3 模型验证

吊杆与主梁通过刚臂连接,刚臂的抗弯刚度约 为主梁的一千倍。模型中二期恒载及边跨压重采用 等效质量来模拟。为了校核 OpenSees 模型,采用 Midas Civil 模型进行自振特性比较。经分析,两模 型结果吻合较好,其中前 5 阶自振周期及振型如表 4 所列。

表 4 自振周期及振型 Table 4 Natural period and mode

阶数	Midas/s	OpenSees/s	偏差/%	振型特征
1	5.261	5.127	2.55	主梁横弯
2	3.158	3.253	3.01	主拱横弯
3	2.535	2.572	1.56	主梁、拱肋竖弯
4	1.866	1.870	0.21	主梁、拱肋横弯
5	1.708	1.773	3.80	主梁纵飘

## 3 拱桥的增量动力分析

本文选取 El Centro 波作为地震动输入(图 7) 进行横桥向的 IDA 分析。



图 7 El Centro 波强震记录

Fig.7 Strong earthquake record of El Centro wave

#### 3.1 IDA 分析步骤<sup>[13]</sup>

本文对拱桥进行 IDA 分析,主要是通过拱顶位 移、拱肋曲率的 IDA 曲线来判断拱肋的非线性抗震 性能。以 IDA 分析得到的拱肋各截面弯矩-曲率滞 回曲线出现非线性变化来评判拱肋是否进入塑性, 具体分析步骤如下:

步骤 1:将 El Centro 波从小到大分别乘以 1、2、 …、6 比例系数进行调幅,形成多条地震动。

步骤 2:依次水平横桥向输入调幅后的地震动 进行时程分析,形成多组分析结果。

步骤 3:分析结果显示拱肋在调幅后的第二条 地震动作用下部分单元进入塑性,为确定最先屈服 单元及关键截面屈服时对应幅值的加速度大小,再 选取比例系数 1.1、1.2、1.3、1.5、1.7 形成多条地震动 并进行时程反应分析。

步骤 4:将多条地震动加速度峰值从小到大排 列作为 IDA 分析曲线的竖轴,提取相应关键截面的 位移及曲率反应作为 IDA 曲线的横轴,绘制 IDA 曲线。

#### 3.2 IDA 分析结果

本文仅进行了 El Centro 波作用下的横桥向 IDA 分析,考察了拱肋横桥向的抗震性能。通过输 入多条地震动进行结构地震反应分析,并对各单元 结果进行分析比对。当 $P_{GA} = 0.39g$  时距离拱脚 18 m 附近 23 号单元最先屈服,当 $P_{GA} = 0.51g$  时拱脚 开始屈服,当 $P_{GA} = 0.6g$  时拱顶附近开始屈服,继 续增大 $P_{GA}$ 值,到 $P_{GA} = 1.8g$  时整个拱肋基本全部 屈服。表 5 为 IDA 分析时拱肋塑性单元的形成及 扩展情况。

由图 8 可以看出: 拱脚和 23 号单元纤维梁单元 模型数值小于弹性梁单元模型, 这是由于梁单元模

表 5 拱肋塑性单元形成及扩展规律

ble 5	The formation	and ex	pansion of	plastic	elements	of	arch	rib
-------	---------------	--------	------------	---------	----------	----	------	-----

地震动峰值	塑性单元	位 置
0.3g	-	-
0.39g	23	距拱脚 18 m 附近
0.45g	23,25	距拱脚 18 m 和 40 m 附近
0.51g	21~25	拱脚 50 m 范围
0.6g	21~26,464~466	拱脚 60 m 范围,拱顶 16 m 范围
0.9g	21~26,461~466	拱脚 60 m 范围,拱顶 48 m 范围
1.5g	21~26,445,453,460~466	拱肋 1/8、3/8 处开始屈服



Та

Fig.8 Bending moment time-history curves

型拱肋按照弹性考虑,而纤维梁单元考虑了拱肋材 料的非线性,结构进入塑性后内力减小。

由图 9 可以看出:拱肋截面轴力随时间在变化, 以弯矩-曲率全过程分析确定截面屈服曲率判定弹 塑性是不可取的。拱脚和拱顶轴力主要为压力,当 地震动增大时,轴压力也会随之增大,且截面出现拉 力。这说明增大地震动会使钢管内核心混凝土发生 开裂。

由图 10 可得出:拱顶横桥向位移时程曲线两种 模型相差较大,纤维梁单元模型时程曲线出现滞后, 这是由于 *P<sub>GA</sub>*=0.39*g* 时,23 单元进入塑性,拱肋结 构刚度出现退化。

图 11 给出了拱脚与拱顶截面进入屈服后,滞回 曲线出现弹塑性变化情况。

图 12 绘制了拱脚、拱顶和 23 号单元(最早屈服

单元)3个拱肋最不利位置曲率 IDA 曲线和拱顶横桥向位移 IDA 曲线。结果表明:拱脚曲率 IDA 曲线 趋向于线性增长,说明拱脚以曲率作为损伤条件时, 随着地震动增大拱肋非线性抗震性能较好。23号











Fig.12 IDA curves of vault displacement and curvature of three nost unfavorable positions of arch rib

单元曲率 IDA 曲线较复杂,在 0.39g~0.9g 段,曲 线斜率减小,损伤增大;0.9g~1.8g 段,曲线斜率增 大,损伤减小。拱顶位移和曲率 IDA 曲线超过屈服 点后斜率均增大,说明拱顶进入塑性后损伤减小,非 线性抗震性能较好。

#### 4 结论

(1) 钢管混凝土拱肋随着地震动增大,横桥向

先是横撑连接处拱肋首先屈服,然后是拱脚和拱顶 位置,最后向整个拱肋扩展。

(2) 钢管混凝土拱肋横桥向最早在距拱脚 18 m 附近出现塑性铰区,该区段拱肋和横撑相连。因 此拱肋截面突变或有集中质量连接处为拱肋的薄弱 处,在设计时需重点考虑。

(3) 钢管混凝土拱肋轴力随时间变化,随着地 震动增大,截面出现轴拉力,钢管内核心混凝土出现 开裂。

(4) 拱肋进入塑性后,横撑连接处及截面突变 处作为薄弱位置需进行加强,其余部位非线性抗震 性能良好,拱肋仍有一定抗震储备能力。

#### 参考文献(References)

[1] 中华人民共和国交通运输部.公路桥梁抗震设计细则:JTG/T B02-01-2008[S].北京,2008.

Ministry of Transport of the People's Republic of China.Guidelines for Seismic Design of Highway Bridges: JTG/T B02-01-2008[S].Beijing, 2008.

[2] 尹志雨.大跨度上承式钢管混凝土拱桥地震响应分析[J].水利
 与建筑工程学报,2017,15(2):128-132.
 YI Zhiyu.Seismic Response of Long-span Steel Pipe Concrete

Arch Bridge[J].Journal of Water Resources and Architectural Engineering, 2017, 15(2):128-132.

- [3] 黄福云,李建中,陈宝春,等.钢管混凝土单圆管拱结构振动台 阵试验研究[J].工程力学,2014,31(4):82-92.
  HUANG Fuyun,LI Jianzhong,CHEN Baochun, et al.Shaking Tables Testing of Concrete Filled Steel Tubular Arc Rib Model
  [J].Engineering Mechanics,2014,31(4):82-92.
- [4] 王海良,张铎,王剑,等.基于 IDA 的钢管混凝土空间组合桁架 连续梁桥抗震易损性分析[J].世界地震工程,2015,31((2): 76-86.

WANG Hailiang, ZHANG Duo, WANG Jian, et al. Evaluation of Seismic Vulnerability of CFST and Space Composite Trussed Continuous Bridge Using IDA[J]. World Earthquake Engineering, 2015, 31((2):76-86.

- [5] 戴公连,汪禹,大跨度铁路连续梁拱组合桥地震响应及减震特性[J].华中科技大学学报(自然科学版),2015,43(7):19-23.
   DAI Gonglian, WANG Yu. Seismic Response and Cushioning Research of Long-span Railway Continuous Beam-arch Bridge [J].Journal of Huazhong University of Science and Technology (Nature Science Edition),2015,43(7):19-23.
- [6] 刘震.中承式钢管混凝土拱桥地震易损性分析[J].公路交通科 技,2015,32(8):72-79,88.

LIU Zhen. Analysis on Seismic Fragility of Half-through CFST Arch Bridge[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2015, 32(8):72-79, 88.

- [7] 王艳,张广坡,陈淮.中、下承式拱桥抗震性能分析[J].世界地 震工程,2010,26(4):60-65.
  WANG Yan, ZHANG Guangpo, CHEN Huai. Aseismic Performance Analysis of Half-through and Through Arch Bridges [J], World Earthquake Engineering, 2010, 26(4):60-65.
- [8] 陈宝春,陈友杰,王来永,等.钢管混凝土偏心受压应力-应变关系模型研究[J].中国公路学报,2004(1):24-28. CHEN Baochun,CHEN Youjie,WANG Laiyong,et al.Study of Stress-Strain Relation of Concrete Filled Steel Tubular Eccentric Compression Column[J].China Journal of Highway and Transport,2004(1):24-28.
- [9] 吴文平,黄炳生,樊建慧.三种不同钢管混凝土本构关系模型研究[J].四川建筑科学研究,2009,35(6):19-23.
   WU Wenping, HUANG Bingsheng, FAN Jianhui. Study on Constitutive Model of Three Different Concrete Filled Steel Tubes[J].Sichuan Building Science,2009,35(6):19-23.
- [10] 陈曦,周德源.五种本构模型在钢管混凝土有限元中的比较
   [J].工程力学,2009,26(6):116-121.
   CHEN Xi,ZHOU Deyuan.Comparison among Five Constitutive Models in Finite Element Analyses of Concrete-Filled Steel Tube[J].Engineering Mechanics,2009,26(6):116-121.
- [11] SUSANTHA K A S, HANBIN Ge, TSUTOMU Usami. Uniaxial Stress-Strain Relationship of Concrete Confined by Various Shaped Steel Tubes[J]. Engineering Structures, 2001, 23 (10):1331-1347.
- [12] 中华人民共和国住房和城乡建设部.混凝土结构设计规范: GB50010-2010[S].北京,2010.
   Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China.Code for Design of Concrete Structures:GB50010-2010[S].Beijing,2010.
- [13] VAMVATSIKOS D, CORNEL C A. Incremental Dynamic Analysis[J].Earthquake Engineering and Structural Dynamics,2002,31(3):491-514.