

文章编号:1002-0268(2006)07-0068-05

# 曲线连续梁桥侧向失稳破坏机理与行为分析

孙宗光<sup>1</sup>, 孙占琦<sup>2</sup>, 李晓飞<sup>1</sup>

(1. 大连海事大学 路桥工程研究所, 辽宁 大连 116026; 2. 深圳市市政工程设计院, 广东 深圳 518035)

**摘要:**就某曲线连续梁桥的曲梁整体侧移破坏现象,在受力、变形和破坏主导因素分析的基础上,阐述了温度荷载作用下曲梁整体侧移的破坏机理、破坏过程和破坏后行为。随着温度荷载的增加,跨间桥墩对曲梁的约束作用很小,而两端支座反力迅速增加,端部没有足够的约束强度,端部约束将遭到破坏,最终导致曲梁整体丧失稳定性,发生向外的整体滑动。利用能量原理对定量描述曲线梁破坏后的力学行为进行了初步探讨。

**关键词:**曲线连续梁桥;温度荷载;失稳;破坏机理。

**中图分类号:**TU312

**文献标识码:**A

## Lateral Slippage Mechanism and Behavior of Curved Bridge Deck

SUN Zong-guang<sup>1</sup>, SUN Zhan-qi<sup>2</sup>, LI Xiao-fei<sup>1</sup>

(1. Institute of Road and Bridge Engineering, Dalian Maritime University, Liaoning Dalian 116026, China;

2. Shenzhen Municipal Engineering Design Institute, Guangdong Shenzhen 518035, China)

**Abstract:** The authors studied the mechanism, process and cause of damage for a curved continuous bridge in Shenzhen. Unstable displacement of the curved continuous bridge occurred after operation for two years. With temperature growth, the reactions at two ends of the curved beam increase rapidly. The support system at ends is damaged because of their weakness in strength. At the result, the curved beam loses its stability and slides outside. The behavior of the beam after slippage is discussed based on energy principle.

**Key words:** curved continuous bridge; temperature load; instability; slippage mechanism

## 0 引言

2000年6月3日下午15:30左右,深圳市某立交桥A匝道桥第3联突然产生向曲梁外侧的整体位移和转动,致使交通中断,当时气温高达37℃,事故发生时桥面无行车。有关部门对曲梁的位移进行了测量<sup>[1]</sup>,最大侧移达47cm。曲梁本身未出现明显的开裂等强度破坏现象。从支座的位移痕迹观察,曲梁的位移是突然发生的,此前无长期位移的痕迹。后经过对市内其他曲线梁桥的调查发现,这种现象在大多数曲线梁桥上都有不同程度地发生。

该立交桥全景如图1示,A匝道破坏局部如图2示,A匝道平面布置如图3示。该立交桥于1998年底竣工,经静动力试验后交付使用。A匝道第3联为预应力钢筋混凝土曲线连续梁,箱型截面。曲梁的端部A5和A11为双墩双板式橡胶支座支承,力学性能符合JT/T4-93标准。其余支座A6~A10为单墩单盆式橡胶支座支承。A5~A11的侧移实测值见表1。

事故发生后,有关部门组织了专家论证。由于问题的复杂性,一时未能取得一致意见。为此,受有关部门委托,我们对该曲线桥的破坏机理进行了较为详细的研究,包括数值模拟<sup>[2]</sup>和试验研究<sup>[3]</sup>。由于曲线桥梁

收稿日期:2005-08-31

基金项目:建设部科技攻关资助项目(02-2-1.17)

作者简介:孙宗光(1960-),男,辽宁人,教授,博士,从事工程力学、结构工程研究。(zgsun@newmail.dlmu.edu.cn)

结构的特殊性，其力学分析要比一般直桥结构复杂。在这些研究中，在参考有关研究成果<sup>[4,5]</sup>的基础上，充分考虑了曲线桥的空间构形、温度荷载的时空特性、主要钢筋分布、预应力，混凝土收缩与徐变等因素。

图 1 某曲线立交桥  
Fig.1 The curved bridge in Shenzhen

图 2 A 匝道曲线梁端部位移情况  
Fig.2 Displacement at end of the curved bridge

图 3 A 匝道平面布置  
Fig.3 Setup of the curved bridge

表 1 破坏后曲梁侧移实测值  
Tab.1 Measured displacements of the curved bridge after broken

| 支座    | A5   | A6 | A7 | A8 | A9 | A10 | A11  |
|-------|------|----|----|----|----|-----|------|
| 径向/cm | 18   | 19 | 33 | 47 | 46 | 23  | 19   |
| 切向/cm | 16   | 13 | 7  | 3  | 9  | 20  | 22   |
| 转角/°  | 2.42 | -  | -  | -  | -  | -   | 2.35 |

首先进行了受力与变形分析<sup>[6]</sup>，主要结论如下：支座 A6 ~ A10 竖向反力基本不随温度改变；在大约 2℃变温时，支座 A6 ~ A10 全部进入滑动状态，进入滑动的先后顺序是：A8、A6、A9、A7、A10；在变温大约 1℃时，两端内侧支座已基本脱空，说明在桥梁运营的大部分时间这两个支座处于脱空状态，同时，A6 ~ A10 各支座的内外侧受力也极不均匀；

变温对两端支座水平反力影响显著，端部径向反力（向内）随变温的变化率为 22 kN/℃，切向反力（合力向外）随变温的变化率高达 43 kN/℃，表明随着温度的升高，曲线梁端部受到向外的推力增长要比向内的阻力增长快得多；曲梁的预应力对曲梁产生附加的扭转作用。在上述分析的基础上，进一步就重力的下滑作用、爬移效应、端部约束等因素对曲梁突发侧移所起作用进行了分析。得到一些基本结论：当伸缩缝压缩为 0.2 cm 时，推力对下滑的贡献就已经超过重力的贡献。爬移现象是存在的，但是爬移的位移有限，在发生最大爬移位移的极限状态，端部摩擦力仅发挥了 58%，即在远未发生整体滑动之前，爬移位移就达到了极限。构成曲梁发生侧移破坏的主导因素是升温时端部对曲梁产生的巨大外推力，导致端部约束失效，曲梁发生突然侧移。

基于上述分析结果，本文重点分析该曲线桥破坏机理和破坏过程。考虑的主要荷载是重力和温度。

1 计算模型

曲线箱梁的计算理论对于实际曲线连续梁桥的分析较为复杂，为此为曲线桥建立了有限元模型。该模型应用等效参数方法<sup>[3]</sup>将钢筋混凝土等效为一种正交各向异性材料。橡胶支座的有关参数根据厂家资料以及支座工作原理确定。本文采用的温度荷载模型简介如下。

1.1 日照温度荷载

该桥发生破坏的第 2 天，有关部门对该桥所做的现场温度监测<sup>[7]</sup>结果如图 4 所示。

图 4 2000 年 6 月 4 日现场温度监测结果  
Fig.4 Temperature monitored on site  
箱梁沿梁高方向的温差分布曲线可按式<sup>[7]</sup>计算

$$T_z = T_0 e^{-\alpha z} \tag{1}$$
式中， $T_z$  为计算点  $z$  处的温差，℃； $T_0$  为箱梁梁高方向的温差，℃； $z$  为计算点至箱梁外表面的距离， $\mu\text{m}$ ，沿梁高方向取 5。  
根据图 4 知，A 匝道曲梁沿梁高方向的上下最大温差约 12℃。按式（1）绘制的箱梁温差分布如图 5 所示。

的全部摩擦力而导致的。两端环向力不断增大，主要原因应该是伸缩缝功能失效。

图 5 A 匝道箱梁沿梁高方向的温差分布

Fig.5 Temperature change in vertical of box girder

1.2 年温温度荷载

年温温度荷载是时间的函数，以下式表达

$$T_r=T_1-T_0 \tag{2}$$

式中， $T_1$  为曲梁各部分当前温度； $T_0$  为曲梁整体参考温度。

曲梁整体参考温度定义为曲线桥竣工时平均气温。该立交桥于 1998 年底竣工，根据深圳市气象资料，取 12 月份的平均气温 18℃作为曲线桥参考温度。

2 曲线桥破坏机理分析

根据该曲线桥的破坏现象，曲梁的整体侧向滑移是突然发生的。对曲线桥破坏机理分析，首先确定曲梁在何种条件下，进入可能发生整体滑动的临界状态，然后，研究在该状态下，曲梁的平衡条件及其稳定性，以及导致这种平衡状态丧失稳定的原因。

2.1 临界状态描述

支座 A6~A10 在较小的温度荷载作用下，便全部进入滑动状态。当变温 2℃左右时，中间支座的静摩擦力均全部发挥。随着温度荷载的增加，A6~A10 各支座对曲梁的约束作用很小，而两端支座反力迅速增加。由于曲梁在端部径向和环向约束上的差异，端部对曲梁提供的约束能力在径向和环向是不同的，对维持曲梁的平衡起到的作用也是不同的。在一定温度荷载作用下，曲梁在水平面内的受力示意图如图 6 所示。由图 6 可知，曲梁平面内向外的作用力主要是两端环向力，向内的作用力主要由各支座的摩擦力提供。曲梁发生整体向外失稳破坏，一定是两端环向力不断增大，最终克服了向内作用

图 6 温度变化时曲梁水平受力示意图

Fig.6 Free-body-diagram of curved bridge under temperature change

当曲梁濒临破坏时，由于伸缩缝功能失效，沿环向的位移是有限的，当达到一定数值时，环向将受到较大的约束作用。根据对破损的橡胶伸缩缝试验，测得弹性模量为 23.7 MPa，即如伸缩缝压缩 1 cm，产生约 28.4 t 阻力<sup>[9]</sup>。然而，端部径向约束能力是相对薄弱的，主要靠板式橡胶支座提供的摩擦阻力，设置的锚栓仅在径向位移达到较大数值时才发挥一定作用，并且，这种作用是十分有限的。因此，曲梁发生失稳破坏，一定是沿径向向外位移。这样，曲梁是否发生破坏就取决于温度荷载是否使得端部径向约束能力发挥到极限。我们把曲梁端部径向约束能力发挥到极限的状态，称为该曲线桥发生破坏的临界状态，所对应的温度荷载称为临界温度荷载，对应的气温称为临界温度。

2.2 临界温度的确定

根据上述分析，有理由假定当发生破坏时，端部只能沿径向滑动，同时此刻温度缝的抗剪刚度忽略不计。这样，端部所能提供的最大径向约束就是曲梁与板式橡胶支座间的最大静摩擦力。根据板式橡胶支座性能，取静摩擦系数为 0.3。

竖向反力基本不随温度变化而变化，根据各支座的竖向反力可以直接计算各支座的最大静摩擦力，见表 2。A6 ~ A10 各支座与曲梁间静摩擦系数取 0.015。

表 2 曲线桥各支座摩擦力

Tab. 2 Friction between girder and piers

| 支座位置      | A5      | A6     | A7      | A8      | A9     | A10     | A11     |
|-----------|---------|--------|---------|---------|--------|---------|---------|
| 最大静摩擦力/kN | 490.414 | 59.296 | 113.223 | 107.636 | 107.29 | 113.637 | 493.046 |

借助有限元模型可以计算出 A6 ~ A10 各支座达到上述摩擦力数值的温度变化。在计算中，逐步增加温度荷载，当某支座摩擦力达到最大静摩擦力时，此后该摩擦力不再增长。通过适当的插值计算，可

以逐一得到每个支座达到各自最大静摩擦力所对应的准确的温度变化。

对于端部支座，当温度升高到 36℃时，A5 和 A11 支座的水平剪力分别为 481.890 kN 和 481.138

kN，均小于各自的最大静摩擦力。当温度升高到 37℃时，A5 和 A11 支座的水平剪力分别为 526.100 kN 和 525.970 kN，均已大于各自的最大静摩擦力。由此可知，端部径向发生滑动的温度介于 36~37℃（气温）之间。将临界温度定为 37℃，此时，曲梁处于临界状态，受力如图 7 所示。

图 7 临界状态下曲梁水平受力图/kN  
Fig.7 Free-body-diagram of curved bridge in critical state

由图 7，当温度荷载达到一定水平时，曲梁平面内的平衡主要靠调节端部反力来维持。端部环向反力的合力对曲梁产生径向向外的巨大推力。曲梁沿径向向内受到的主要约束力是端部支座径向反力，这一径向反力的最大值为最大静摩擦力。该摩擦力一旦被克服，曲梁沿径向将在瞬间失去原有平衡状态，产生沿径向向外的滑动（表 3）。巨大惯性将使曲线桥两端其他约束受到较大的冲击作用，如果端部没有足够的约束强度，端部约束将遭到破坏，最终导致曲梁整体丧失稳定性，发生向外的整体滑动。

表 3 临界状态下曲梁向外径向位移

Tab.3 Radial displacements of girder in critical state

| 支座编号    | A5    | A6    | A7    | A8    | A9   | A10   | A11   |
|---------|-------|-------|-------|-------|------|-------|-------|
| 径向位移/cm | 0.311 | 2.562 | 6.266 | 9.415 | 8.54 | 3.594 | 0.367 |

3 曲线桥破坏后行为分析

桥梁发生破坏，将导致曲梁内部储存的变形能突然释放，同时向外作用力随即消失。这部分释放的变形能转化为动能，使曲梁以某一初始速度向外弹出，同时，摩擦系数变小。此时，动摩擦力做负功，当耗掉全部动能后，桥面停止运动。

破坏后的结构行为，以及其中的能量转换关系是个极其复杂的过程。这里仅做初步探讨。假设破坏后，系统内由温度产生并储存的应变能全部释放，并最终由摩擦力做负功所消耗，即

$$W=U \tag{3}$$

式中，W 为摩擦力做的功；U 为破坏过程中释放的

应变能。  
注意到，在上述能量转换过程中，恒载作用下产生的应变能，始终不能释放，因此，上述能量关系可写作

$$\sum F_i \delta_i = U_{total} - U_{dead} \tag{4}$$

式中， $F_i$  为支座  $i$  处的动摩擦力； $\delta_i$  为临界状态后支座  $i$  处桥面相对支座的滑动位移； $U_{total}$  为临界状态下结构的总变形能； $U_{dead}$  为恒载作用下（无温变）结构的总变形能。

式（4）中除  $\delta_i$  为未知数，其他皆可通过计算求出。由于曲梁布置多个支座，直接应用式（4）无法求解  $\delta_i$ 。因此，可将各支座的动摩擦力求和，然后求解曲梁整体平均滑动位移  $\delta_d$ 。

$$\delta_d \sum F_i = U_{total} - U_{dead} \tag{5}$$

式中  $\delta_d$  为各支座  $\delta_i$  的平均值（曲梁整体滑动位移）。

由式（5）得

$$\delta_d = \frac{U_{total} - U_{dead}}{\sum F_i} \tag{6}$$

通过有限元计算得到临界状态下曲线桥整体及各部分应变能，然后由式（6）计算得到  $\delta_d=30.7\text{ cm}$ 。根据表 3 中数据可求出临界状态下曲梁向外径向平均位移  $\delta_{st}=4.44\text{ cm}$ 。于是，计算的曲梁总平均位移

$$\delta = \delta_d + \delta_{st} = 35.14\text{ cm} \tag{7}$$

由表 1 中对破坏后曲梁的实测位移，可求出曲梁相对于各支座的实测水平位移，如表 4 所示。

表 4 破坏后曲梁相对于各支座水平位移测量值

Tab.1 Measured horizontal displacements of the curved bridge after broken

| 支座编号    | A5 | A6 | A7   | A8   | A9   | A10  | A11  |
|---------|----|----|------|------|------|------|------|
| 水平位移/cm | 24 | 23 | 33.7 | 47.1 | 46.9 | 30.5 | 29.1 |

根据表 4 中数据求得曲梁实测侧移平均值

$$\delta_{measure} = 33.5\text{ cm} \tag{8}$$

在上述计算分析中，有以下几点需要说明：  
（1）假定了温度荷载产生的应变能全部释放。实际上，由于滑动过程中，支座等部位有不同程度的损伤和破坏，将导致应变能不能完全转化为动能。  
（2）端部亦同其他支座做同样处理。实际的端部情况存在较大特殊性，一是端部有抗震锚栓，二是端部支座摩擦系数比其他支座的大。  
（3）对临界状态



下的侧移量的计入方法,也存在一定误差,应仅计入滑动位移,而由桥墩和橡胶支座变形而带来的侧移不应计入。(4)曲梁突然失稳时,具有一定的初始动能,在计算中没有计入。前三因素,导致计算位移偏大,后一因素导致计算位移偏小。

#### 4 结论

支座 A6 ~ A10 在较小的温度荷载作用下,便全部进入滑动状态。随着温度荷载的增加,支座 A6 ~ A10 对曲梁的约束作用很小,两端支座 A5 和 A11 的反力迅速增加。曲梁平面内向外的作用力主要是两端环向力,向内的作用力主要是各支座的摩擦力。支座 A6 ~ A10 很早就进入滑动状态,曲梁是否发生破坏取决于端部径向约束能力是否发挥到极限。梁端的径向摩擦力一旦被克服,曲梁沿径向将在瞬间失去原有平衡状态,产生沿径向向外的滑动。巨大惯性将使曲线桥两端其他约束受到较大的冲击作用,由于端部没有足够的约束强度,最终导致曲梁整体丧失稳定性,发生向外的整体滑动。基于以上结论,对现行设计方法提出以下参考建议:

(1) 曲梁上下缘现行规范所规定的温差 (5 ℃) 比实际温差明显偏小,设计中应适当考虑这一因素。

(2) 在给定荷载作用下,适当减小曲梁端部切向约束的刚度以抑制各支座摩擦力的增长,尤其是端部

支座摩擦力的增长,从而达到提高临界温度的目的。

(3) 曲梁端部宜设置具有足够的抗冲击能力的限位约束。

(4) 在曲线桥梁的设计中对侧向位移应给予充分考虑。

#### 参考文献:

- [1] 铁道部科学研究院深圳研究设计院. 深圳市华强北立交 A、B 匝道桥状态检测报告之二 (A、B 匝道桥现有几何状态检测)[R]. 2002.
- [2] 陈宏广. 温度荷载下曲线连续梁桥破坏机理仿真分析[D]. 沈阳: 沈阳建筑工程学院, 2003.
- [3] 孔丹丹, 赵颖华, 王平, 孙占琦. 仿真计算中钢筋混凝土材料的等效模量[J]. 沈阳建筑工程学院学报, 2003, 19 (3): 165-169.
- [4] 瞿尔仁, 刘孝武, 易云火昆, 何敏, 王建立. 传递矩阵法在曲线桥结构分析中的应用 [J]. 合肥工业大学学报 (自然科学版), 1999, 22 (6), 73-79.
- [5] 李承君, 周世军, 杨子江. 收缩徐变对曲线桥实测应力影响的分析[J]. 兰州铁道学院学报(自然科学版), 2003, 22(1): 36-39.
- [6] 孙宗光, 陈宏广, 李晓飞. 曲线连续梁桥支撑体系受力与梁体变形分析[A]. 第十三届全国结构工程学术会议论文集 [C]. 工程力学, 2004 (增刊): 380-386.
- [7] 刘兴法. 混凝土结构的温度应力分析 [M]. 北京: 人民交通出版社, 1991.
- [8] 铁道部科学研究院深圳研究设计院. 深圳市华强北立交 A、B 匝道桥状态检测报告之二 (A、B 匝道桥现有几何状态复测及无损检测)[R]. 2000.

(上接第 56 页)

细后与生石灰拌和均匀, 颗粒接触充分, 微团粒间结合紧密; 而湿法制件土团表面灰土形成硬壳较慢, 团粒初期强度不足, 因而, 混合料试件的  $R$  值较小。而 NCS 试验结果的湿法要高于干法, 因为, 混合料土团表面被 NCS 包裹后, 土团水分被吸收而收缩, 土的稠度增加, 同时团块表层固化形成硬壳, 在大小土团间有固化材料联结, 生成的针状矿物在加固土内起到微加筋作用, 以及固相体积增大, 均逐渐使土体强度提高。

#### 6 结语

(1) 总体上 NCS 固化材料比生石灰对过湿土的处治效果好。

(2) 对湿性低液限粉土而言, 生石灰的减水效果比 NCS 固化材料效果略好, 程度不大; 对过湿性粘土而言, NCS 处治土无侧限抗压强度和击实效果明显地均比生石灰处治效果好。

(3) 在实际工程中, 应根据不同的土质和不同的

掺量分别做处治性能的对比试验, 综合分析, 采取合理的处治方法。

(4) 作为半刚性材料, 处治土的性能除受土质、固化剂种类和掺量等影响较大外, 含水量、施工温度、拌和均匀性等因素对处治土性能的影响也不容忽视。

#### 参考文献:

- [1] JTJ 033-95, 公路路基施工技术规范[S].
- [2] JTJ 059-93, 公路土工试验规程[S].
- [3] 张登良. 加固土原理[M]. 北京: 人民交通出版社, 1990.
- [4] 文飞国. 过湿土处治技术研究[D]. 长安大学, 2004.
- [5] 杨世基, 石彩亭. NCS 固化材料在道路工程中的应用[J]. 东北公路, 1998.
- [6] 唐娴. 路基沉降机理与超限沉降标准的研究[D]. 长安大学, 2003.
- [7] 河北省宣大高速公路管理处. 黄土地区高速公路施工新技术 [M]. 北京: 人民交通出版社, 2001.
- [8] 杨世基, 吴立坚. 冲击压实粗粒土路基[J]. 公路交通科技, 1999 (1): 1-6.