

# 超长混凝土结构的研究与应用

冯 健 吕志涛 吴志彬 韩重庆 周广如

(东南大学土木工程学院 江苏 南京 210096)

**摘 要:** 本文结合南京国际展览中心工程,对超长混凝土结构的设计、温度应力的有限元分析以及施工措施等进行了深入的探讨,并介绍了长期测试结果。

**关键词:** 超长混凝土结构 预应力 温度应力 现场测试

## 1. 概 述

近年来,我国各种大型公共建筑的建设得到蓬勃发展,建筑师对不设缝的混凝土结构的长度要求越来越高。

英、美、法、日等国的混凝土结构设计规范对伸缩缝间距无严格规定,只要求超过一定长度后计算温度引起的应力并采取必要的措施。我国规范(GBJ 10-89)第6.1.1条规定了伸缩缝最大间距,同时规定,采取一定的措施后可以超过55m。随着计算分析手段以及材料科学的不断进步,结构工程师有可能在一定限度内设计出远超过现行规范所规定的伸缩缝间距的超长混凝土结构。国内已有混凝土结构不设缝的长度超过200m的工程。

南京国际展览中心是由江苏省、南京市政府筹建的大型展览馆,建筑面积108000m<sup>2</sup>,是南京市的标志性建筑之一。工程主体部分为两层的部分预应力混凝土框架,局部四层,整个二层楼面不设温度缝,剖面如图1所示,平面如图6所示,部分预应力混凝土框架最长不设缝长度按轴线计算达到261m,宽约112m,柱距27m。工程已完成,现场实测一年,效果良好。东南大学设计并承担预应力施工及现场测试工作。

本文结合该工程对超长混凝土结构分析、设计及施工中需要重视的若干问题进行分析。

## 2. 结构设计

复杂结构的设计应该综合考虑各种因素。首先结构布置应合理,其次计算分析应充分,还应有相应的构造措施。

### 2.1 结构布置

超长混凝土结构最难解决的并非拉应力,而是端部结构的变形。主要抗侧力构件(如抗震墙)宜布置在结构中部,便于两端构件以中部为

对称轴,相对容易地胀缩,一方面可以减少温度应力,另一方面避免施加预应力引起端部抗侧力结构的破坏。宜在相对较短的方向布置主要承重框架。

南京国际展览中心二层楼面纵、横向的梁、板均采用预应力混凝土,支承三层大跨钢拱架处的柱为组合钢管混凝土柱,其余部分为钢筋混凝土柱(见图6)。梁采用有粘结、板采用无粘结预应力筋。主要承受竖向荷载的框架用横向框架(112m方向),其上布置次梁承受板荷载,使得板的主要受力方向与横向框架一致,这样可以避免将主要受力构件布置在受温度应力影响最大的方向。为减轻自重,次梁采用钢桁架。

### 2.2 处理温度应力的方法

超长混凝土二结构解决温度应力问题常采用的两种方法是使用膨胀剂(或无收缩混凝土)以及施加预应力。膨胀剂仅能提供约0.2-0.7MPa的预压应力,而温差应力可能会超过3MPa,混凝土本身的抗拉强度一般是不考虑的。因为强度达到后混凝土本身不开裂已经十分不易(混凝土施工质量不易保证、钢筋对混凝土收缩的约束、结构对混凝土收缩的约束等等使得混凝土中产生很大的拉应力)。施加预应力可以在混凝土中建立有效的压应力,同时按目前的预应力施工价格,即使用预应力筋等强代换普通钢筋亦是经济的(预应力梁长度超过12m时)。本文认为,对长度超过100m的混凝土结构宜采用预应力技术。

### 2.3 有限元分析

需采用有限元方法进行温度应力计算,不但计算应力,还要计算变形,尤其是边柱的变形,对边柱采取必要的加强措施。南京国际展览中心工程将纵向两边各两排柱中间劈开(次框架方向),侧向刚度降为原来的约1/8,便于楼盖沿长向的变形,有利于长向有效预应力的建立,同时

不影响主要承重的横向框架。

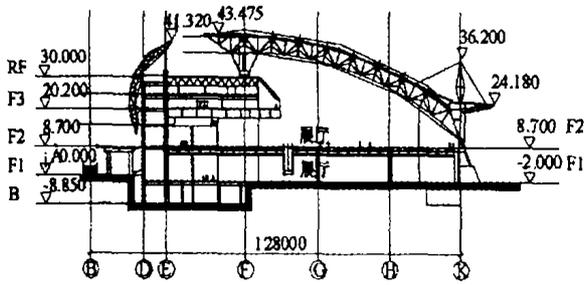


图1 南京国际展览中心剖面图

### 2.4 大梁中设预应力腰筋

规范<sup>[1]</sup>确定腰筋时并未考虑梁截面宽度以及梁的跨度，这是不合理的。本文根据有限元分析结果，在大梁中采用无粘结筋作为部分腰筋，其数量根据梁截面尺寸及温度应力确定，取得了良好的效果。

### 3. 计算温差

计算温差主要由混凝土收缩等效温差和季节温差两部分构成。

混凝土收缩是引起大面积混凝土开裂的主要原因之一，其应变值超过混凝土轴心受拉峰值应变的3-5倍，一般可达  $(300 \sim 600) \times 10^{-6}$ ，泵送流态混凝土收缩变形约为  $(600 \sim 800) \times 10^{-6}$ 。如果不进行处理，仅混凝土的收缩变形就可以导致大面积混凝土的严重开裂。混凝土收缩变形的计算方法很多，可以采用国外规范CEB-FIP MC90中的计算方法，见式(1)。式中各符号含义参见文献<sup>[2]</sup>。对于比较重要的工程，应对所用混凝土进行测试，以提高计算精度。计算出的混凝土收缩量无法直接引入计算。需要除以混凝土的线胀系数，得到混凝土收缩等效温差进行计算。

$$\epsilon_{cs}(t, t_s) = \epsilon_{cs0} \beta_s (t - t_s) \quad (1)$$

式中， $\epsilon_{cs0}$  为名义收缩系数（即极限收缩变形）。

构件中的季节温差可以用式(2)中余弦函数表示，式中的最高和最低温度受到很多因素的影响，比如：围护结构的保温特性、空调等，因此要精确计算构件的季节温差有一定难度，所以设计中一般采用估算值，基本上可以满足计算精度要求。如果要获得温差的准确值，需要进行现场测试。

$$\Delta T(t, t_0) = 0.5 (T_{max} - T_{min}) \times (\cos[2n\pi(t-t_\lambda)/365] - \cos[2n\pi(t_0-t_\lambda)/365]) \quad (2)$$

式中， $T_{max}$ 、 $T_{min}$ 分别代表结构的年最高和最低温度， $t_\lambda$ 代表从结构开始受到温度作用影响到第一个年最高温度出现的时间。

虽然收缩等效温差和季节温差都是温差，但是作用特性完全不同，收缩等效温差是由小到大单调变化的，而季节温差是周期变化的，因此分析中不能将二者直接相加进行计算。

## 4. 框架结构的温度应力有限元分析

### 4.1 有限元模型的建立

框架温度应力分析基本上有图2所示三种有限元模型。

模型1为三维实体模型，它可以准确地反映框架各个构件之间的几何关系，因此计算结果最为精确。但是其缺陷也非常明显，由于框架结构的基本构件梁、柱、板都是空间三个方向尺寸相差较大的构件，为了得到满意的计算精度，单元尺寸要非常小，因此计算一个大型的实际结构常常需要上百万个六面体单元。这么大的工作量在PC机上是无法完成的，因此用三维实体元来分析框架结构只是理论上可行，实际操作中常常是无法完成的。

模型2和模型3大大简化了建模的难度，计算工作量大约为模型1的10%。模型2比较精确地反映了各构件的空间关系，计算精度较高。模型3建模最为方便，因此应用最为广泛。为了比较三种模型的计算精度，对图3所示单层多跨框架的局部进行了分析。该框架混凝土强度等级C40，层高4.5m。计算时让结构温度均匀地下降10℃，采用通用有限元分析软件ANSYS。按照三种模型分别建模进行线弹性有限元分析。

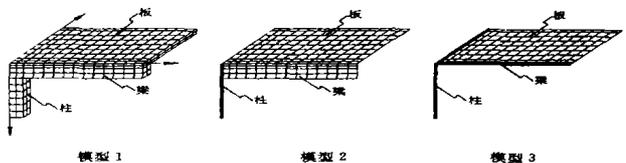


图2 有限元计算模型

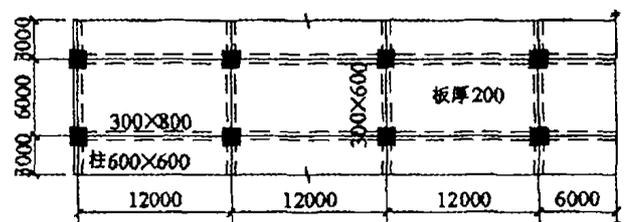


图3 计算框架平面图

表1为框架最边跨位移、最中跨板中面应力的比较结果,从中看出,模型3的计算结果误差较大,建议不要采用。模型2与模型1的位移结果非常接近,且略微偏大,板中面应力比模型1小约15%,对其它框架分析时也发现了这个规律,因此建议将模型2的应力计算结果放大20%。

表1 三种计算模型的结果比较

	模型1	模型2	模型3
位移/mm	4.44	4.50	4.75
板中面应力/MPa	0.496	0.428	0.176

#### 4.2 混凝土徐变的考虑

由于混凝土收缩和季节温差都是长期作用,因此分析中必须考虑混凝土的徐变作用,作者在龄期调整有效模型法(T-B法)基础上,提出了超长框架温度应力分析的徐变应力折减系数法<sup>[6]</sup>。根据该方法,如果将弹性有限元分析结果称为弹性解,那么如果考虑混凝土徐变,框架梁截面形心处或板中面上的应力等于其弹性解乘以徐变应力折减系数,边跨柱端侧移小于弹性解乘以徐变应力折减系数的1.4倍,如果 $1.4\lambda_{\psi}(t, t_s) > 1$ ,取 $1.4\lambda_{\psi}(t, t_s) = 1$ ,柱端弯矩、梁端弯矩与柱端侧移成正比,因此符合这个规律。徐变应力折减系数表达式如下

$$\lambda_{\psi}(t, t_0) = \frac{1 + \beta}{\lambda_{\psi} + \beta} \gamma_{\psi} \quad (3)$$

其中, $\beta$ 为结构约束系数, $\beta = \frac{\sigma}{\sigma_F - \sigma}$ ,其物理意义是:轴拉构件在轴向变形 $\epsilon_s$ (收缩和温度变化)作用下由于支座约束而产生的应力与释放掉的应力之比; $\sigma_F = -E_c \epsilon_s$ , $\sigma$ 为弹性有限元分析得到的框架最中跨应力; $\lambda_{\psi}$ 为T-B法计算出的龄期为 $t$ 时混凝土的弹性模量折减系数。

在计算中还应注意,周期变化的季节温差在结构中引起的应变也是波动的,而T-B法的应用条件之一是:应变的绝对值不减小,所以应根据线性徐变的叠加原理,将温差分成单调变化的时段进行计算。将所有时段的温差在某时刻引起的应力叠加,可以得到季节温差在结构中引起的应力和应变。

#### 5. 施工要点

对超长混凝土结构的不设缝问题,设计和施

工是紧密相连、不可分割的。设计时必须考虑施工过程中可能出现的问题,如温差的确定必须考虑实际施工时混凝土浇捣的确切时间,施工的分区必须满足设计计算的要求等等。配筋、构造等应根据实际情况变化,设计应考虑可以调整的幅度。

##### 5.1 确保混凝土施工质量

混凝土施工质量对超长不设缝楼盖是否开裂十分重要。混凝土质量好,70m长的混凝土结构也不会开裂(不采取其它手段),混凝土质量不好,30m长也会裂得十分严重。确保混凝土质量的措施如减少水灰比、降低水泥用量、保证砂、石质量、加强养护等等应在施工方案中详细、重点描述。

##### 5.2 预应力张拉次序

长向(200多米方向)预应力筋张拉先从中间进行,然后将两边的预应力筋向中中间靠,使得边柱的变形较小、保证预应力的建立。

##### 5.3 预应力张拉时间的选择

在通盘考虑后浇带的留设、预应力筋的分段等因素后,混凝土浇捣5-10天即可张拉部分预应力筋,以防混凝土28天强度达到之前的开裂。应注意及时张拉梁中预应力筋,因为在天气炎热时楼面受阳光直射,温度较高,而大梁温度相对较低,大面积楼板的膨胀会使大梁开裂。

##### 5.4 后浇带的留设

留设后浇带对减少混凝土收缩的影响十分重要。一般混凝土浇筑24-30小时达最高温度(比入模温度高约30~35℃),此时水化热温差最大,10-30天降至周围温度,此期间混凝土产生15%~25%的收缩,此为“早期裂缝活动期”。往后3-6个月,混凝土收缩完成60%~80%,可能出现“中期裂缝”。一年左右,混凝土收缩完成95%,可能出现“后期裂缝”。在正常施工条件下,后浇带间距20~30m,保留40-60天(早期温差)及至少30%的收缩已经完成)。但后浇带间距小会造成施工时间过长、锚具使用过多,根据我们的经验,采用早期张拉部分预应力筋的方法,后浇带的间距可为50-80m,后浇带留的时间最好为两个月,不宜少于6周,使得混凝土充分收缩之后再封后浇带,以减少混凝土后期的收缩。

##### 5.5 混凝土添加剂的选择

应充分认识到混凝土早期膨胀大后期的收缩也大,混凝土更容易开裂。考虑结构强度安全,

膨胀不能太大，且在硬化14天基本结束。可选用膨胀率不大但后期收缩小的添加剂，如无收缩混凝土。同时应注意添加剂的使用对混凝土养护的要求。

### 5.6 楼盖混凝土浇筑的时间

温度应力对混凝土结构的影响主要是温度下降引起的混凝土开裂，温度提高对结构的影响较小。超长混凝土结构混凝土浇筑的时间以较冷的季节为好。

### 6. 测试结果及分析

此次测试对混凝土的收缩进行了长期观测，测试结果见图4，图4中的理论收缩曲线见式(1)。另外选取了三个截面，在二层楼面板中面位置埋设了振弦式钢筋应变计和温度探头，对楼面中的温度和应力应变情况进行了一年的长期观测，测点的布置及仪器编号见图6。图5为实测的温度变化曲线，图中的余弦函数见式(2)。

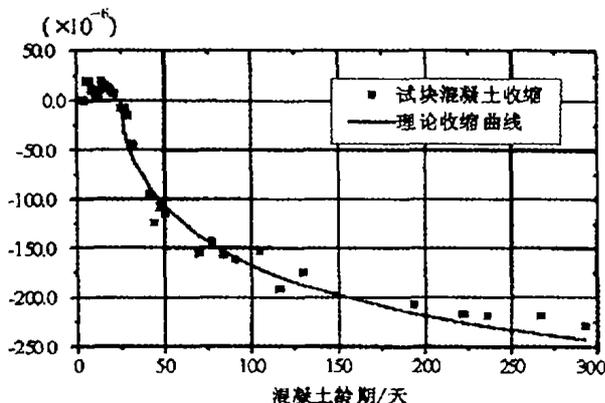


图4 混凝土试块的实际与理论收缩量

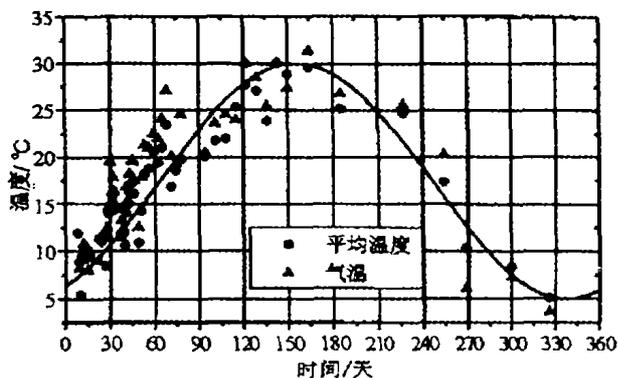


图5 温度变化曲线

现场的测试值是测点处仪器布置方向上的混凝土应变，由于振弦式应变计读数受温度的影响，因此在对数据处理时，根据钢筋计在不同温度下的标定记录，从数据中排除了温度变化对读数的影响，因此处理后的数据不包括温度变化引

起的自由应变，但是包括温度应力引起的应变。图7-11中就是各测点的应变测试值与理论计算曲线的对比图，图中应变的突变点是预应力张拉引起的。由于篇幅所限，因此本文不一一列出各测点的计算及测试结果，仅仅给出部分截面上的测点，其它测点的结果类似。

本文采用徐变应力折减系数法对南京国际展览中心的二层楼面板进行了分析，并将分析结果与现场长期测试的结果进行了对比。

从测试结果可以看出，施加预应力所起的作用是十分明显的。在一年时间内，混凝土应力未超过混凝土的抗拉强度，说明南京国际展览中心二层超长混凝土结构的设计是成功的。在进行防火喷淋系统试验时，整个楼面长时间积水数十毫米，板面下未见渗水。

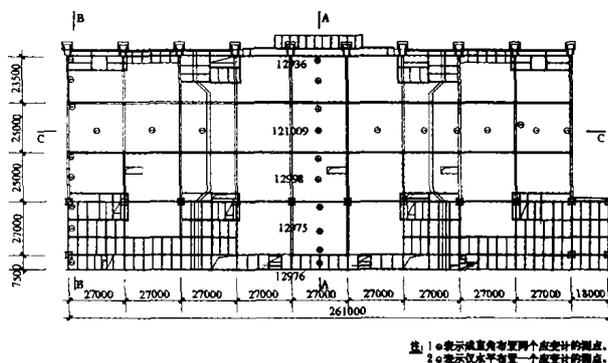


图6 南京国际展览中心二层楼面平面及测点布置

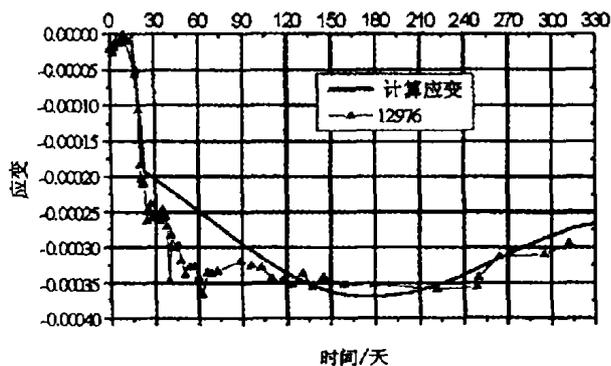


图7 实测应变与计算应变的比较

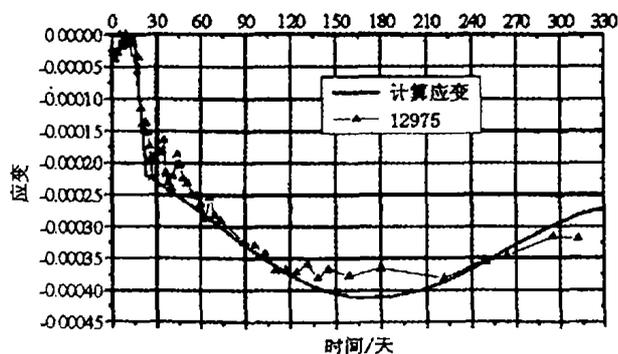


图8 实测应变与计算应变的比较

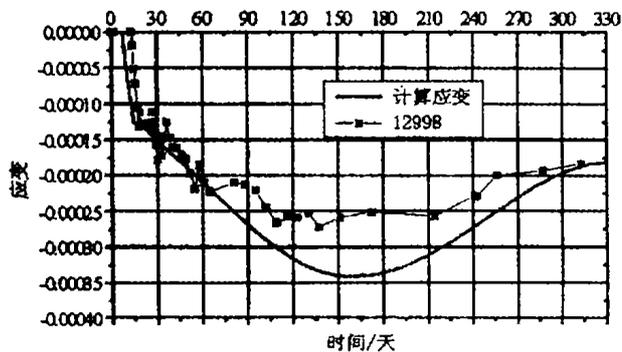


图9 实测应变与计算应变的比较

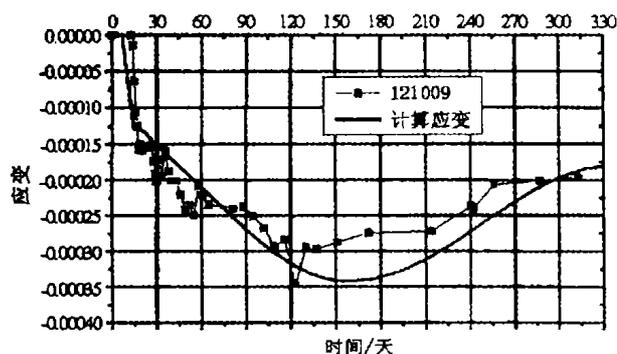


图10 实测应变与计算应变的比较

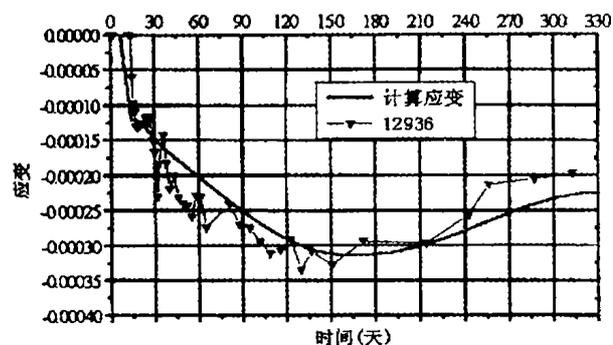


图11 实测应变与计算应变的比较

另外从测试与计算的对比可以发现，以徐变应力折减系数为基础的框架徐变应力分析方法不但简单可行而且具有相当的精度。

参考文献

- [1] GBJ10-89混凝土结构设计规范[S].
- [2] 过镇海, 钢筋混凝土原理[M]. 北京: 清华大学出版社, 1999.
- [3] 周履, 陈永春, 收缩徐变[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1994.
- [4] 游宝坤, 陈富银等. UEA水泥砂浆与混凝土长期性能的研究[A]. 第二届全国混凝土膨胀剂学术交流会论文集[C1, 北京: 中国建材工业出版社, 1998.
- [5] 王铁梦. 工程结构裂缝控制[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
- [6] 韩重庆. 大面积预应力混凝土梁板结构不设温度缝研究[D]. 东南大学, 2001.

(上接第39页)

装位置进行起吊安装的方案，见图7。每个预制节段的长为4 m，重约160 t。由于在中塔处为塔梁固结，两端的边孔主梁已在膺架上现浇定形，主跨的梁段拼装分别从4个出发点向2个主跨中心点合龙，在各拼装段之内按约50 m间隔预留一处湿接缝，以备对施工误差引起的线形变化作及时的调整。其施工要求与过程中的监控技术要求高，是三塔斜拉桥在安装技术上不同于双塔斜拉桥的又一特点。

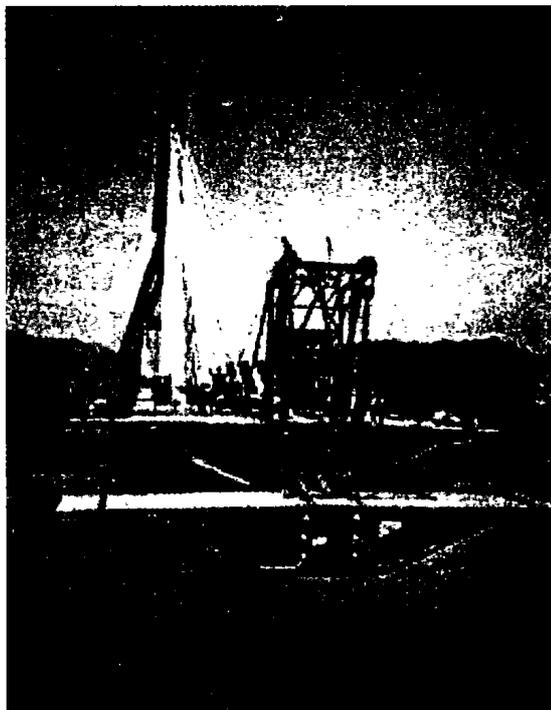


图7 拼装主梁预制板件

6. 技术经济指标

主桥工程总量：各类混凝土共计35640m<sup>3</sup>，各类钢材共计5850 t，斜拉索高强度镀锌钢绞线1070 t。主梁用料指标：混凝土0.67m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>，普通构造钢筋118kg/m<sup>3</sup>，各类预应力钢材43 kg/m<sup>3</sup>。每平方米主桥造价0.89万元，设计工期27个月。本工程项目的建设业主单位为宜昌市夷陵长江大桥建设开发有限公司，于1998年中组织招标事宜，同年11月正式开工建设。至2001年8月底主桥合拢，10月底全部建成通车。

参考文献

- [1] Michel Virlogeus. Bridge with Multiple Cable-stayed Spans [J]. Structural Engineering International, 2001, 11 (1).